

PROYEK AKHIR TERAPAN - RC146599

# **MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG DENTAL NANO DENGAN METODE SRPMK DAN SHEARWALL (DUAL SYSTEM) PADA WILAYAH GEMPA TINGGI DAN METODE KONTRUKSI KOLOM**

Mahasiswa

**RAFAEL DANI KUSUMA**

**NRP. 3113.041.095**

Dosen Pembimbing I

**Ir. Boedi Wibowo C.ES**

**NIP 19530424 198203 1 002**

Dosen Pembimbing II

**Afif Navir Refani, ST, . MT.**

**NIP . 19840212 201504 1 001**

**PROGRAM DIPLOMA EMPAT TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL**

**FAKULTAS VOKASI**

**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**SURABAYA 2017**

FINAL PROJECT APLLIED - RC146599

# STRUCTURAL MODIFICATION OF DENTAL NANO BUILDING WITH SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME AND SHEARWALL METHOD (DUAL SYSTEM) AT HIGH EARTHQUAKE PRONE AREA AND COLUMN CONTRUCTION METHOD

Student

RAFAEL DANI KUSUMA

NRP. 3113.041.095

Supervisor I

Ir. Boedi Wibowo C.ES

NIP 19530424 198203 1 002

Supervisor II

Afif Navir Refani, ST, . MT.

NIP . 19840212 201504 1 001

DIPLOMA IV CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT

FACULTY OF VOCATION

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## LEMBAR PENGESAHAN

### MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG DENTAL NANO DENGAN METODE SRPMK DAN SHEARWALL ( DUAL SYSTEM ) PADA WILAYAH GEMPA TINGGI DAN METODE KONTRUKSI KOLOM

#### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Sains Terapan  
Pada  
Program Studi Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil  
Fakultas Vokasi  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya

Surabaya, Juli 2017

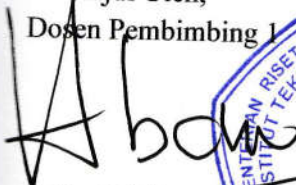
Disusun oleh :

MAHASISWA :

  
**RAFAEL DANI KUSUMA**

NRP. 3113 041 095

Disetujui Oleh,  
Dosen Pembimbing 1



Ir. Boedi Wibowo C.E.S.

NIP. 195304241982031002

24 JUL 2017  
Disetujui Oleh,  
Dosen Pembimbing 2



Aft Navir Refani, ST. MT



NIP. 198409192015041001



## TUGAS AKHIR TERAPAN

No. Agenda :  
037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017

Tanggal : 7/10/2017

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	 Ir. Boedi Wibowo, CES. NIP 19530424 198203 1 002	 Afif Navir Refani, ST., MT. NIP 19840919 201504 1 001





**KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI**  
**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**  
**FAKULTAS VOKASI**  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116  
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025  
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

**Nama** : 1 Rabel Dani Kusuma 2  
**NRP** : 1 3113041095 2  
**Judul Tugas Akhir** : Modifikasi Struktur Gedung Dental Nono Dengan Metode SRPMK dan Shear wall (Dual System) Pada Wilayah Gempa Tinggi dan Metode Kontruksi Kolom  
 1. Ir. Boed. Wibowo, CES  
**Dosen Pembimbing** : 2. Atif Navir Refani, ST., MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	23 Februari 2017	Penulangan pelat dihitung salah satu tumpuan terbesar dan lapangan				
		• Asistensi berikutnya harus urut halamannya		B	C	K
		• Balok anak boleh manual, asalkan di SAP harus direlease		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		• Pada cek open frame, <del>Shear</del> Kolom diganti Shearwall		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	15 Maret 2017	- <del>Perbaiki</del> Momen pada lajur kolom, distribusinya diperhatikan		B	C	K
		- Beban lift tidak perantara. Tapi ada dipaling atas R1 dan R2		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Pada Bab analisis ditampikan cek open frame		B	C	K
3	20 Maret 2017	- Melanjutkan Bab Analisis		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Menambah Shearwall pada daerah				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

**Ket.** :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal



# KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

## ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

NRP

Judul Tugas Akhir

: 1 Rafari Dani Kusuma

2

: 1 3113041095

2

: Modifikasi Struktur Gedung Pentul Nano Dengan Metode Shearwall dan Shearwall (Dual System) Pada Wilayah Gempa Tinggi dan Metate Kontinu Kolom

Dosen Pembimbing

1. Ir. Bodi Wibisono, CES

2. Afif Navir Refani, ST., MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
4	6 April 2017	<ul style="list-style-type: none"> <li>Pada Gambar, perhatian jarak dilatasi antar gedung</li> <li>Pada celi open frame, disertakan juga kontrol simpangan (drift)</li> </ul>		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	15 April 2017	<ul style="list-style-type: none"> <li>Pada tangga, titik <math>B \rightarrow \Sigma V = 0</math></li> </ul>		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	26 April 2017	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tulangan torsi, yg longitudinal taruh tengah. Torsi torsi geser di perhitungkan juga</li> <li>Pemodelan asumsi centroid dan di crack.</li> </ul>		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	4 Mei 2017	<ul style="list-style-type: none"> <li>Perbaiki Detail penulangan, Harus tertutup</li> <li>Cek confinement pada HBK, dikurangi jumlah kalingan. Digambar juga</li> <li>Shearwall di crack semua membran bending</li> </ul>		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal



# KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

## ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1. Rafael Dani Kusuma 2  
 NRP : 1. 3113041095 2  
 Judul Tugas Akhir : MODIFIKASI STRUKTUR DEDUNG DENTAL NANO DENGAN METODE SRPM DAN SHEARWALL (DUAL SYSTEM) PADA WILAYAH GEMPA TINGGI DAN METODE KONTRUKSI KOLON  
 Dosen Pembimbing : 1. Ir. Bardi Wibowo, CES  
 2. Afif Navir Refani, S.T. MT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
8	18 Mei 2017	- Contoh Perhitungan 1. Saja Balok dan 1 kolom - Metode Pelaksanaan Balok atau Pelat atau Kolom		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9	22 Mei 2017	- Dilatasi, ngitung jaraknya antar kolom buat kontrol. Balok kontleuer ngontrol jaraknya pakai Smex yang terbesar - Pondasi tidak ditinjau - Momen Balok diambil terbesar, geser terbesar, torsi terbesar - Metode Pelaksanaan Pilih salah satu - Saat trial error, Tidak perlu dihitung lagi penulangan betonnya		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10	24 Mei 2017	- Denah asumsi sudah fix, - Sloof dimodelkan, plat lantai menempel tangk - Balok direcilin dibagian tepi - Baja dihitung salah satu frame yang		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal





# KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

## ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

: 1. Rafael Danikusuma

2

NRP

: 1. 3113041095

2

Judul Tugas Akhir

: Modifikasi Struktur Gedung Dental Nano dengan Metode SRPMK dan Shear wall (Dual System) pada Wilayah Gempa Tinggi dan Metode Konstruksi Kabin

Dosen Pembimbing

: 1. Ir. Badi Wibowo, CES

2. Afif Navir Refani, ST. MT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
		ditinjau, 3 penampang terbesar dibandingkan.				
		- Untuk verifikasi analisis, dihitung Momen pada balok, dan aksial pada salah satu kolom. Minimal 10 % dari sebanhannya		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
11	29-mei 2017	- Pengebsan di badan sb profil yang menempel ke end plate		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Shearwall asumsi di pemodelan tetap, tetapi di penggambaran dijadikan 4.6m (rata base plate)		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Beban platond ditambahkan ke gording, tetapi di pemodelan dimasukkan ke kuda <sup>2</sup>		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Sloof dimasukkan beban dinding ditabelkan pakai SRPMK				
		- Balok luirel ditabelkan pada perhitungan balok sekunder		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket:

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal



**KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI**  
**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**FAKULTAS VOKASI**  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116  
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025  
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

**Nama** : 1. Rafael Dani Kusuma 2  
**NRP** : 1. 3113041095 2  
**Judul Tugas Akhir** : Modifikasi Struktur Gedung Dental Nara dengan Metode SRPMK dan Shearwall (Dual System) Pada Wilayah Gempa Tinggi dan Metode Konstruksi Kolom  
**Dosen Pembimbing** : 1. Ir. Badi Wibowo, CES  
 2. Afif Navir Retani, ST, MT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
12	16 Juni 2017	• Penulangan Shearwall diberi cross-ties				
		• Ambil momen di SAP ambil dibentang				
		bersih plat. Jangan diujung		B	C	K
		• Tulangan longitudinal torsi tambah		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
13	22 Juni 2017	• Penulangan Shearwall di zoom juga				
		• Balok diambil 1 portal		B	C	K
		• Kolom juga diambil 1 Portal		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

**Ket.**  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal

# **MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG DENTAL NANO DENGAN METODE SRPMK DAN SHEARWALL (DUAL SYSTEM) PADA WILAYAH GEMPA TINGGI DAN METODE KONTRUKSI KOLOM**

Nama Mahasiswa : Rafael Dani Kusuma  
NRP : 3113 041 095  
Jurusan : Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil  
Fakultas Vokasi - ITS  
Dosen Pembimbing : Ir. Boedi Wibowo C.ES  
Afif Navir Revani, ST. MT

## **Abstrak**

Terbatasnya lahan saat ini menjadi salah satu kendala untuk membangun suatu bangunan. Sebagai alternatif, pembangunan gedung secara vertikal dapat menjadi solusi terbaik. Karena skala bangunan tinggi, maka memerlukan sistem penunjang struktur yang cukup rumit dimana saat bangunan telah digunakan, struktur dapat menahan gaya-gaya vertikal, dan horizontal akibat gaya gempa. Untuk memenuhi syarat bangunan “nyaman”, maka deformasi bangunan tidak boleh besar. Untuk itu, struktur gedung harus kaku.

Dalam Tugas akhir ini, dari hasil analisa struktur akibat pemindahan lokasi dari kota Malang ke kota Serui mengakibatkan sistem struktur pada gedung dental Nano yang sebelumnya merupakan Sistem Rangka Pemikul Momen dimodifikasi menjadi sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding Geser ( Sistem Ganda ) berdasarkan SNI Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012). Program bantu yang digunakan dalam tugas akhir ini yaitu Structur Analysis Program (SAP 2000 V19) untuk pemodelan struktur, SPColumn 5.1 dan Autocad 2015 untuk penggambaran teknik.

Dari hasil analisa dan perhitungan struktur dihasilkan tebal pelat lantai 12 cm, tebal pelat bordes dan tangga 15 cm, dimensi balok sekunder 30/50, balok bordes 30/40, balok lift 30/50, balok

Induk B1 50/70, kolom K1 85/85, dan tebal dinding geser 40 cm. Hasil analisis menunjukkan bahwa perilaku struktur bangunan apabila berada di daerah gempa tinggi menjadi lebih baik dengan adanya penambahan dinding geser. Metode pelaksanaan kolom menggunakan sistem Peri, dari hasil pembahasan didapatkan durasi waktu untuk 1 item kolom K1 dengan volume kolom sebesar  $3,0345 \text{ m}^3$  mulai dari pekerjaan marking as kolom hingga perawatan kolom adalah 227 menit.

**Kata Kunci** : Perencanaan Struktur Tahan Gempa, Respons Spektrum, Sistem Ganda, Dinding Geser



# **STRUCTURAL MODIFICATION OF DENTAL NANO BUILDING WITH SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME AND SHEARWALL METHOD (DUAL SYSTEM) AT HIGH EARTHQUAKE PRONE AREA AND COLUMN CONTRUCTION METHOD**

Student Name : Rafael Dani Kusuma  
NRP : 3113 041 095  
Department : Diploma IV Civil Infrastructure Engineering  
Faculty of Vocation - ITS  
Supervisor : Ir. Boedi Wibowo C.ES  
Afif Navir Revani, ST. MT

## **Abstract**

*Insufficient Area is currently one of the obstacles to construct a building. Alternatively, multy-storey building can be the best solution. Due to high scale of the buildings, it requires a complex structural support system to withstand vertical forces, and horizontally forces due to earthquake.. To qualify a "comfortable" building, the deformation of the building should not be too large. Therefore, the structure must be rigid.*

*in this final project, the result of structural analysis due to the transfer of location from Malang city to Serui city conduced modification in the structural system in the Nano dental building which previously was the special moment resisting frames into special moment resisting frames and shear wall (dual system) based on Procedures for Earthquake Resistance Planning for Building Structure and Non Building Standard (SNI 1726-2012). The auxiliary program used in this final project is Structur Analysis Program (SAP 2000 V19) for structural modeling and Autocad 2015 for engineering drawing.*

*From the result of structure analysis and calculation obtained 12 cm thickness of floor slab, 15 cm thickness of Stair slab, secondary beam dimension 30/50, bordes beam dimension 30/40, elevator beam dimension 30/50, primary beam B1*

*dimension 50/70 , Column K1 dimension 85 / 85, and 40 cm thickness of shear wall. The result of the analysis shows that the behavior of the building structure at high quake area prone becomes more better with the addition of shear wall. The column contruction method using Peri system, from the results obtained that the duration for 1 item K1 column its volume is 3,0345 m<sup>3</sup> strating from marking as column until column treatmentis 227 minutes.*

**Keywords** : *Planning Earthquake Resisting Structures, Spectrum Response, Dual System, Shearwall*

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT, atas segala rahmat dan karuniaNya sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan proyek akhir terapan dengan judul **“Modifikasi Struktur Gedung Dental Nano Dengan Metode Srpmk Dan Shearwall ( Dual System ) Pada Wilayah Gempa Tinggi Dan Metode Kontruksi Kolom)”** sebagai salah satu persyaratan guna memperoleh gelar Sarjana Sains Terapan. Pada program Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil, Fakultas Vokasi, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam penyusunan proyek akhir terapan ini, penulis mendapatkan banyak doa, bantuan, dan dukungan moral serta materil. Oleh karena itu pada kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Orang tua serta keluarga yang tiada hentinya memberikan doa dan semangat serta dukungan kepada penulis.
2. Bapak Ir. Boedi Wibowo C.ES & Bapak Afif Navir Refani ST, MT. Selaku dosen pembimbing
3. Teman-teman yang telah membantu dan mendukung penyelesaian tugas akhir ini

Penulis menyadari dalam penyusunan dan penulisan tuas akhir ini tak lepas dari banyak kesalahan. Oleh karenanya penulis mengharapakan kritik dan saran yang membangun guna kesempurnaan selanjutnya.

Akhir kata, besar harapan penulis semoga laporan proyek akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

# DAFTAR ISI

**HALAMAN JUDUL**

**HALAMAN PENGESAHAN**

**ABSTRAK.....i**

**ABSTRACT ..... iii**

**KATA PENGANTAR .....v**

**DAFTAR ISI .....vii**

**DAFTAR GAMBAR ..... xiii**

**DAFTAR TABEL .....xix**

**DAFTAR NOTASI ..... xixiii**

**BAB I PENDAHULUAN .....1**

1.2 Latar Belakang Masalah ..... 1

1.2 Rumusan Masalah.....2

1.3 Batasan Masalah .....2

1. 4 Tujuan .....3

1.5 Manfaat .....3

**BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....5**

2.1 Umum .....5

2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen.....5

2.3 Sistem Dinding Geser .....6

2.4 Sistem Ganda .....9

2.5 Konsep Desain .....9

2.5.1 Mutu bahan..... 10

2.5.2 Gempa rencana dan kategori gedung ..... 10

2.5.3 Konfigurasi struktur ..... 10

2.5.4 Sistem struktur .....	10
2.5.5 Pengaruh arah pembebanan gempa .....	10
2.6 Pembebanan Struktur .....	11
2.6.1 Beban.....	11
2.7 Konsep Perencanaan Struktur .....	23
2.7.1 Perencanaan Balok .....	23
2.7.2 Perencanaan Tulangan Kolom .....	30
2.7.3 Perencanaan Tulangan Dinding Geser .....	32
2.7.4 Struktur atap .....	34
<b>BAB III METODOLIGI .....</b>	<b>41</b>
3.1 Metode Desain .....	41
3.2 Diagram Alir Perencanaan .....	42
3.3 Pencarian dan Pengumpulan Data .....	43
3.4 Penentuan Kriteria Desain .....	44
3.5 Preliminary Desain .....	44
3.5.1 Penentuan Dimensi Elemen Struktur .....	44
3.5 Permodelan Struktur .....	47
3.6 Pembebanan Struktur .....	49
3.6.1 Beban.....	49
3.6.2 Kombinasi Pembebanan .....	50
3.7 Analisa Struktur .....	51
3.8 Perencanaan Struktur .....	54
3.8.1 Perencanaan Tulangan Lentur .....	54
3.8.2 Perencanaan Tulangan Torsi .....	55
3.8.3 Perencanaan Tulangan Geser.....	57
3.8.4 Perencanaan Baja.....	58

3.9 Gambar Teknik .....	59
<b>BAB IV PRELIMINARY DESIGN .....</b>	<b>61</b>
4.1 Data Bahan.....	61
4.2 Perencanaan Dimensi Balok .....	61
4.3 Perencanaan Dimensi Kolom.....	64
4.4 Perencanaan Dimensi Pelat.....	67
4.5 Perencanaan Dimensi Tangga.....	77
4.6 Perencanaan Dimensi Dinding Geser .....	80
<b>BAB V ANALISA STRUKTUR.....</b>	<b>81</b>
5.1 Umum .....	81
5.2 Data-Data Perencanaan.....	81
5.3 Pembebanan .....	83
5.3.1 Beban Mati (DL) .....	83
5.3.2 Beban Hidup (LL) .....	84
5.3.3 Beban Angin (W).....	84
5.3.4 Analisa Beban Gempa.....	96
5.3.5 Kombinasi Pembebanan.....	104
5.4 Kontrol Open Frame .....	106
5.4.1 Kontrol Periode Fundamental .....	107
5.4.2 Kontrol Base Reaction .....	109
5.4.3 Kontrol Simpangan antar Lantai .....	111
5.4.4 Kontrol Partisipasi massa.....	115
5.5 Kontrol Analisa Struktur Sistem Ganda .....	117
5.5.1 Kontrol Periode Fundamental .....	118
5.5.2 Kontrol Base Reaction .....	119
5.5.3 Kontrol Partisipasi massa.....	121

5.5.4 Kontrol Simpangan antar Lantai .....	123
5.5.5 Kontrol Dual System.....	127
5.5.6 Pemisahan Struktur .....	128
5.6 Verifikasi Analisis .....	129
5.6.1 Perhitungan Momen .....	129
5.6.2 Perhitungan Aksial Kolom.....	133
<b>BAB VI PERHITUNGAN STRUKTUR SEKUNDER .....</b>	<b>137</b>
6.1 Perhitungan Struktur Pelat Lantai.....	137
6.1.1 Pembebanan Pelat Lantai .....	138
6.1.2 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 2 arah.....	138
6.1.3 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 1 arah.....	152
6.2 Perhitungan Balok Sekunder.....	161
6.2.1 Pembebanan balok sekunder .....	162
6.2.2 Analisis Balok sekunder.....	164
6.2.3 Perhitungan Balok sekunder.....	165
6.3 Perencanaan Tangga .....	175
6.3.1 Pembebanan tangga.....	176
6.3.2 Mekanika tangga .....	178
6.3.3 Penulangan pelat tangga.....	185
6.3.4 Penulangan pelat Bordes .....	188
6.3.5 Perencanaan Balok Bordes.....	193
6.4 Perencanaan Balok lift .....	205
6.4.1 Pembebanan lift.....	206
6.4.2 Analisis Balok Lift .....	208
6.4.3 Perhitungan penulangan balok lift.....	209
6.5 Perencanaan Atap .....	219



6.5.1 Perencanaan Gording .....	219
6.5.2 Penggantungan gording (Trackstang) .....	225
6.5.3 Perhitungan Ikatan Angin.....	227
6.5.4 Perencanaan Kuda-Kuda .....	231
6.5.5 Perencanaan Balok Baja.....	239
6.5.6 Perencanaan Kolom Pedestal Baja .....	244
6.5.7 Perencanaan Sambungan.....	248
6.5.8 Perhitungan Plat landas .....	266
<b>BAB VII PERHITUNGAN STRUKTUR PRIMER.....</b>	<b>275</b>
7.1 Umum .....	275
7.2 Perhitungan Balok Induk .....	275
7.3 Perhitungan Kolom .....	310
7.4 Desain joint/ hubungan balok kolom (HBK) .....	325
7.5 Perhitungan Dinding Geser ( <i>Shearwall</i> ).....	328
7.5.1 Analisa Struktur Dinding Geser ( <i>Shear Wall 1</i> ).....	328
7.5.2 Analisa Struktur Dinding Geser ( <i>Shear Wall 2</i> ).....	338
<b>BAB VIII METODE KONTRUKSI KOLOM .....</b>	<b>347</b>
8.1 Metode Pekerjaan Konstruksi Kolom.....	347
<b>BAB IX PENUTUP.....</b>	<b>365</b>
9.1 Kesimpulan .....	365
9.2 Saran .....	369
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	
<b>BIODATA PENULIS</b>	
<b>LAMPIRAN</b>	
<b>A. DATA HASIL UJI TANAH</b>	
<b>B. BROSUR SPESIFIKASI BEBAN</b>	

**C. LEMBAR ASISTENSI DAN REVISI**

**D. GAMBAR ARSITEKTUR DAN STRUKTUR**

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Bearing Walls (A), Frame Walls (B), Core Wall (C)	7
Gambar 2. 2 Penampang dinding geser .....	7
Gambar 2. 3 Konsep sistem ganda .....	9
Gambar 2. 4 Peta untuk $S_s$ ( parameter respon spectral ) percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER).....	13
Gambar 2. 5 Peta untuk $S_1$ ( parameter respon spectral ) percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER).....	13
Gambar 2. 6 Kecepatan angin berdasarkan <a href="http://bmkg.co.id">bmkg.co.id</a> .....	19
Gambar 2. 7 Koefisien tekanan eksternal.....	21
Gambar 2. 8 Luasan $A_{cp}$ dan keliling $P_{cp}$ .....	26
Gambar 2. 9 Luasan $A_{ch}$ dan $P_{oh}$ .....	27
Gambar 2. 10 Desain gaya geser pada balok.....	28
Gambar 2. 11 Ilustrasi kuat momen yang bertemu di HBK .....	31
Gambar 3. 1 Permodelan struktur eksisting Dental Nano menggunakan SAP 2000 .....	48
Gambar 3. 2 Permodelan Struktur Dental Nano dengan system ganda menggunakan SAP 2000.....	49
Gambar 4. 1 Balok Induk B1 yang ditinjau.....	62
Gambar 4. 2 Balok anak BA 1 yang ditinjau.....	63
Gambar 4. 3 Kolom K1 yang ditinjau .....	65

Gambar 4. 4 Pelat lantai A yang ditinjau.....	70
Gambar 4. 5 Pelat lantai type G yang ditinjau.....	76
Gambar 4. 6 Mekanika Perencanaan Tangga .....	77
Gambar 4. 7 Denah Tipe Tangga 2 .....	78
Gambar 4. 8 Potongan Tangga .....	78
Gambar 4. 9 Potongan Tipe Tangga 1 .....	79
Gambar 5. 1 Permodelan 3D Struktur Utama.....	82
Gambar 5. 2 Denah Permodelan Dilatasi Gedung Dental Nano ..	82
Gambar 5. 3 Skema pembebanan angin gedung dental nano .....	85
Gambar 5. 4 kecepatan angin pada <a href="http://www.bmkg.go.id">www.bmkg.go.id</a> .....	87
Gambar 5. 5 koefisien tekanan dinding.....	94
Gambar 5. 6 Peta untuk menentuka harga $S_s$ .....	99
Gambar 5. 7 Peta untuk menentukan harga $S_1$ .....	99
Gambar 5. 8 Grafik respons spektrum daerah serui .....	103
Gambar 5. 9 Denah balok lantai 12 yang ditinjau .....	129
Gambar 5. 10 Denah kolom yang ditinjau untuk perhitungan verifikasi aksial kolom .....	133
Gambar 6. 1 Panel pelat lantai type A .....	139
Gambar 6. 2 Detail penulangan pelat lantai type A.....	152
Gambar 6. 3 Panel pelat lantai type G.....	153
Gambar 6. 4 Detail penulangan plat type G .....	161
Gambar 6. 5 Denah balok sekunder BA 2 .....	162
Gambar 6. 6 Penampang balok sekunder BA 2.....	174
Gambar 6. 7 Denah tangga type 2 .....	176

Gambar 6. 8 Denah, Potongan Tulangan Tangga.....	193
Gambar 6. 9 Detail penampang balok bordes.....	204
Gambar 6. 10 Denah pembebanan balok lift .....	207
Gambar 6. 11 Penampang balok lift .....	218
Gambar 6. 12 Kontruksi rangka atap.....	219
Gambar 6. 13 Gambar denah penggantung gording.....	225
Gambar 6. 14 Gambar pembebanan pada ikatan angin .....	228
Gambar 6. 15 Area pembebanan pada ikatan angin .....	229
Gambar 6. 16 Alignment chart untuk perhitungan kekakuan portal .....	234
Gambar 6. 17 Titik-titik sambungan.....	248
Gambar 6. 18 Sambungan kuda-kuda dan kolom pedestal.....	248
Gambar 6. 19 Sambungan antar kuda-kuda.....	254
Gambar 6. 20 Sambungan antar kuda-kuda.....	260
Gambar 6. 21 Sketsa base plate tuntut perhitungan kuat baut angkur .....	270
Gambar 6. 22 Sketsa penampang base plate.....	274
Gambar 7. 1 Denah Balok B1 yang ditinjau.....	277
Gambar 7. 2 sketsa lokasi penampang dengan momen 419,55 KNm pada balok B1 saat mengalami goyangan ke kanan .....	305
Gambar 7. 3 Luas Efektif Beton kondisi retak .....	307
Gambar 7. 4 Detail Penampang Balok B1 .....	309
Gambar 7. 5 Detail Penulangan Balok B1 .....	309
Gambar 7. 6 Denah Posisi Kolom K-1 (85/85) Pada As G - 9..	311

Gambar 7. 7 Diagram Interaksi P-M PCACOL .....	315
Gambar 7. 8 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain .....	316
Gambar 7. 9 Detail penampang Kolom .....	324
Gambar 7. 10 Detail penulangan kolom K1 .....	324
Gambar 7. 11 Analisa geser Hubungan Balok Kolom .....	327
Gambar 7. 12 Denah Shearwall SW 1 yang ditinjau .....	328
Gambar 7. 13 Diagram Interaksi Dinding Struktural SW 1 .....	332
Gambar 7. 14 Detailing penampang SW 1 .....	337
Gambar 7. 15 Denah Shearwal SW 2 yang ditinjau .....	338
Gambar 7. 16 Diagram Interaksi Dinding Struktural SW 2 .....	342
Gambar 7. 17 Detailing penampang SW 2 .....	346
Gambar 8. 1 Denah Penempatan Tower Crane & Hoist .....	349
Gambar 8. 2 Menentukan as kolom dari garis pinjaman .....	351
Gambar 8. 3 Patok as bangunan/kolom .....	351
Gambar 8. 4 pengangkutan tulangan kolom ke stek kolom yang telah terpasang .....	354
Gambar 8. 5 Tulangan pada kolom .....	354
Gambar 8. 6 Pemasangan sepatu kolom .....	355
Gambar 8. 7 Pengangkutan Bekisting Kolom .....	356
Gambar 8. 8 Tes uji slump beton .....	358
Gambar 8. 9 Penuangan beton segar .....	359
Gambar 8. 10 Pemadatan beton menggunakan vibrator .....	360
Gambar 8. 11 Proses pembongkaran bekisting kolom .....	361
Gambar 8. 12 Bekisting Kolom yang telah dibongkar .....	362

Gambar 8. 13 Proser perawatan kolom setelah pengecoran.....363



*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Beban hidup terdistribusi merata minimum .....	11
Tabel 2. 2 Kategori resiko bangunan untuk beban gempa .....	12
Tabel 2. 3 Faktor keutamaan gempa.....	12
Tabel 2. 4 Klasifikasi kelas situs tanah.....	14
Tabel 2. 5 Koefisien situs, $F_a$ .....	14
Tabel 2. 6 Koefisien situs, $F_v$ .....	14
Tabel 2. 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.....	15
Tabel 2. 8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik .....	15
Tabel 2. 9 Faktor $R$ , $C_d$ , $\Omega_0$ untuk penentuan sistem penahan gaya seismik .....	16
Tabel 2. 10 Nilai parameter periode pendekatan $C_t$ dan $x$ .....	17
Tabel 2. 11 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung .....	17
Tabel 2. 12 Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya .....	19
Tabel 2. 13 Koefisien eksposur tekanan velositas .....	20
Tabel 2. 14 Faktor elemen beban hidup, $K_{LL}$ .....	22
Tabel 2. 15 Panjang penyaluran untuk batang ulir atau kawat ulir .....	29

Tabel 2. 16 Rasio tebal terhadap lebar : Elemen tekan komponen struktur penahan lentur .....	35
Tabel 2. 17 kekuatan tersedia dari sambungan las .....	39
Tabel 2. 18 Kekuatan nominal pengencang dan bagian yang berulir .....	40
Tabel 3. 1 Tebal minimum untuk pelat satu arah .....	46
Tabel 3. 2 Tebal minimum balok .....	46
Tabel 3. 3 Simpangan izin antar tingkat .....	53
Tabel 5. 1 Kategori risiko bangunan dan struktur lainnya.....	86
Tabel 5. 2 Faktor Arah Angin, Kd.....	88
Tabel 5. 3 Konstanta Eksposur Daratan .....	90
Tabel 5. 4 Koefisien Tekanan Internal .....	92
Tabel 5. 5 Koefisien tekanan dinding.....	94
Tabel 5. 6 Koefisien tekanan atap .....	95
Tabel 5. 7 Faktor keutamaan gempa untuk rumah sakit.....	96
Tabel 5. 8 Analisa Hasil Data Tanah Borlog.....	96
Tabel 5. 9 Klasifikasi situs serui.....	97
Tabel 5. 10 Koefisien Situs Fa .....	100
Tabel 5. 11 Koefisien Situs Fv .....	100
Tabel 5. 12 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.....	104
Tabel 5. 13 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik .....	104

Tabel 5. 14 Koefisien untuk Batas Atas dari Periode yang di hitung.....	108
Tabel 5. 15 Periode struktur SRPMK.....	109
Tabel 5. 16 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung A .....	112
Tabel 5. 17 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung B .....	112
Tabel 5. 18 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung C .....	113
Tabel 5. 19 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung A .....	113
Tabel 5. 20 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung B .....	114
Tabel 5. 21 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung C .....	115
Tabel 5. 22 Rasio Partisipasi Massa SRPM .....	116
Tabel 5. 23 Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_t$ dan $x$ untuk sistem ganda .....	118
Tabel 5. 24 Koefisien untuk Batas Atas dari Periode yang di hitung.....	119
Tabel 5. 25 periode struktur gedung Dental Nano.....	119
Tabel 5. 26 Rasio partisipasi massa.....	122
Tabel 5. 27 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung A .....	124

Tabel 5. 28 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung B .....	124
Tabel 5. 29 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung C .....	125
Tabel 5. 30 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung A .....	125
Tabel 5. 31 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung B .....	126
Tabel 5. 32 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung C .....	126
Tabel 5. 33 Persentase SRPM dan shearwall dalam menahan beban gempa.....	127
Tabel 6. 1 Koefisien momen pelat lantai 2 arah .....	140
Tabel 6. 2 Brosur spesifikasi lift yang digunakan .....	206
Tabel 7. 1 Momen lentur yang terjadi pada balok B1 .....	282
Tabel 7. 2 Kapasitas lentur balok induk melintang B1.....	297
Tabel 7. 3 Konfigurasi penulangan dan kapasitas momen penampang balok B1 .....	300
Tabel 8. 1 Time schedule item pekerjaan kolom.....	364

## DAFTAR NOTASI

$A_{cp}$	= Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton ( $mm^2$ )
$A_l$	= Luas total tulangan longitudinal yang menahan torsi ( $mm^2$ )
$A_o$	= Luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser ( $mm^2$ )
$A_{oh}$	= Luas daerah yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar ( $mm^2$ )
$A_s$	= Luas tulangan tarik non prategang ( $mm^2$ )
$A_{sc}$	= Luas tulangan tulangan longitudinal / lentur rencana yang diperhitungkan dalam memikul momen lentur ( $mm^2$ )
$A_{cp}$	= luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton
$A_s'$	= Luas tulangan tekan non prategang ( $mm^2$ )
$A_t$	= Luas satu kaki sengkang tertutup pada daerah sejarak $s$ untuk menahan torsi ( $mm^2$ )
$A_v$	= Luas tulangan geser pada daerah sejarak $s$ atau Luas tulangan geser yang tegak lurus terhadap tulangan lentur tarik dalam suatu daerah sejarak $s$ pada komponen struktur lentur tinggi ( $mm^2$ )
$b_o$	= Keliling dari penampang kritis yang terdapat tegangan geser maksimum pada pondasi (mm)
$b_w$	= Lebar badan balok atau diameter penampang bulat (mm) = selimut bersih dari permukaan tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur
$C_c$	= Faktor pembesaran defleksi
$C_d$	= faktor yang menghubungkan diagram momen aktual dengan diagram momen
$C_m$	= merata ekuivalen
$C_c'$	= Gaya pada tulangan tekan
$C_s'$	= Gaya tekan pada beton
$d$	= tinggi efektif balok maupun kolom
$D$	= Beban mati atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengan beban mati

$E_c$	= Modulus elastisitas beton (MPa) $= 4700 \sqrt{f'_c}$ MPa
$E_s$	= modulus elastisitas baja = 200.000 MPa
$I$	= Faktor keutamaan bangunan
$I_b$	= Momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok
$I_p$	= Momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat
$I_k$	= Momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto kolom
$f'_c$	Kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)
$f_y$	= Kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non prategang (MPa)
$f_{vy}$	= Kuat leleh tulangan torsi longitudinal (MPa)
$f_{ys}$	= Kuat leleh tulangan sengkang torsi (MPa)
$f_s$	= Faktor aman yang disarankan Reese dan O'Neil (1989)
$h$	= Tinggi total dari penampang
$L_n$	= Bentang bersih balok
$L_u$	= Bentang bersih kolom
$M_u$	= Momen terfaktor pada penampang (Nmm)
$M_{nb}$	= Kekuatan momen nominal persatuan jarak sepanjang suatu garis leleh
$M_{nc}$	= Kekuatan momen nominal untuk balok yang tak mempunyai tulangan tekan (Nmm)
$M_n$	= Kekuatan momen nominal jika batang dibebani lentur saja (Nmm)
$M_{nl}$	= Momen kapasitas balok penampang kiri (Nmm)
$M_{nr}$	= Momen kapasitas balok penampang kanan (Nmm)
$M_{nt}$	= Momen kapasitas balok penampang atas (Nmm)
$M_{nx}$	= Kekuatan momen nominal terhadap sumbu x
$M_{ny}$	= Kekuatan momen nominal terhadap sumbu y
$M_{pr}$	= Kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan property komponen struktur pada muka joint yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1,25 f_y$ dan faktor kekuatan, $\phi$ , sebesar 1.0, Nmm
$n$	= Banyak tulangan yang dibutuhkan



$N_u$	= Beban aksial terfaktor
$P_{cp}$	= keliling luar penampang beton (mm)
$P_b$	= Kuat beban aksial nominal pada kondisi regangan seimbang (N)
$P_c$	= Beban kritis (N)
$P_{CP}$	= Keliling penampang beton (mm)
$Ph$	= Keliling dari garis as tulangan sengkang torsi
$P_n$	= Kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan (N)
$P_o$	= Kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas nol (N)
$P_u$	= Beban aksial terfaktor pada eksentrisitas yang diberikan (N)
$R$	= Faktor reduksi gempa, rasio anatar beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut, faktor reduksi gempa representatif struktu gdung tidak beraturan
$R_{sx}$	= Pengaruh beban gempa atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengan gempa X
$R_{sy}$	= Pengaruh beban gempa atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengan gempa Y
$S$	= Spasi tulangan geser atau torsi kearah yang diberikan (N)
$T$	= Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya faktor respons gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam spektrum respons gempa rencana
$t_i$	= Tebal lapisan tanah ke-i
$T_n$	= Kuat momen torsi nominal (Nmm)
$T_u$	= Momen torsi terfaktor pada penampang (Nmm)
$T_{cr}$	= Momen torsi tereduksi akibat retribusi momen (Nmm)
$V_c$	= Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

$V_n$	= Pengaruh gempa rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkatan daktilitas umum, pengaruh gempa rencana pada saat didalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f1
$V_s$	= Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser (N)
$V_u$	= Gaya geser terfaktor pada penampang (N)
$\alpha$	= Rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur dari pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis panel yang bersebelahan pada tiap sisi balok
$\alpha_m$	= Nilai rata-rata $\alpha$ untuk semua balok tepi dari suatu panel
$\beta$	= Rasio bentang dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah
$\beta_d$	= Rasio beban aksial tetap terfaktor maksimum terhadap beban aksial terfaktor maksimum
$\rho$	= Faktor redundansi
$\rho$	= Rasio tulangan tarik
$\rho'$	= Rasio tulangan tekan
$\rho_b$	= Rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang
$\rho_{max}$	= Rasio tulangan tarik maksimum
$\rho_{min}$	= Rasio tulangan tarik minimum
$\phi$	= Faktor reduksi kekuatan
$\epsilon$	= Regangan
$\epsilon_c$	= Regangan dalam beton
$\lambda_d$	= Panjang penyaluran
$\lambda_{db}$	= Panjang penyaluran dasar
$\lambda_{dh}$	= Panjang penyaluran kait standar tarik diukur dari penampang kritis hingga ujung luar kait (bagian panjang penyaluran yang lurus antara penampang kritis dan titik awal kait (titik garis singgung) ditambah jari-jari dan satu diameter tulangan).
$\lambda_{hb}$	= Panjang penyaluran dasar dari kait standar tarik

$\lambda_n$	= Bentang bersih untuk momen positif atau geser dan rata-rata dari bentang-bentang bersih yang bersebelahan untuk momen negatif
$\lambda_u$	= Panjang bebas (tekuk) pada kolom
$\delta_{ns}$	= Faktor pembesaran momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping, untuk menggambarkan pengaruh kelengkungan komponen struktur diantara ujung-ujung komponen struktur tekan
$\delta_s$	= Faktor pembesaran momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping, untuk menggambarkan pengaruh penyimpangan lateral akibat beban lateral dan gravitasi
$\delta_{M1,2}$	= Perpindahan respons inelastik maksimum pada struktur-struktur bangunan yang bersebelahan di tepi-tepi yang berdekatan
$\mu$	= Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi diambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadi pelelehan pertama
$\psi$	= Faktor kekangan ujung – ujung kolom
$l_n$	= Panjang bentang bersih pada arah memanjang dari konstruksi dua arah, yang diukur dari muka kemuka tumpuan pada pelat tanpa balok
$F_y$	= Tegangan leleh
$\beta$	= Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat
$\alpha_m$	= Nilai rata – rata dari $\alpha$ untuk sebuah balok pada tepi dari semua panel
$\alpha$	= Rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur dari pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis panel yang bersebelahan pada tiap sisi balok.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.2 Latar Belakang Masalah

Terbatasnya lahan saat ini menjadi salah satu kendala suatu perusahaan atau instansi untuk membangun suatu bangunan. Oleh karena itu sebagai alternatif mengatasi masalah keterbatasan lahan ini, pembangunan gedung secara vertikal dapat menjadi solusi terbaik. Rancangan sebuah bangunan tinggi untuk penggunaan berskala lebih besar, sudah tentu memerlukan pendekatan berbagai disiplin ilmu perencanaan, fabrikasi bahan, dan konstruksi bangunan. Karena skala bangunan tinggi, pasti memerlukan sistem penunjang struktur yang cukup rumit dimana saat bangunan telah digunakan struktur dapat menahan gaya-gaya vertikal, horizontal serta gaya gempa dibawah tanah. Untuk memenuhi syarat bangunan “nyaman”, maka deformasi bangunan tidak boleh besar. Untuk memperoleh deformasi yang kecil, gedung harus kaku.

Gedung Dental Nano merupakan gedung rumah sakit bertingkat 9 lantai yang berada di kota Malang. Struktur utama dan sekunder menggunakan beton bertulang baik pada balok, kolom, dan plat lantai. Pada perencanaan tugas akhir ini, gedung Dental Nano yang akan di modifikasi dengan adanya penambahan lantai dari 9 menjadi 14 lantai. Penambahan lantai nantinya akan digunakan sebagai penambahan fungsi ruang rumah sakit mengingat kebutuhan fasilitas kesehatan di daerah papua masih sangat minim. Salah satu perencanaan struktur tahan gempa untuk bangunan tinggi adalah bangunan dengan menggunakan sistem ganda (*dual system*), sistem ganda adalah sebuah sistem gabungan yang menggunakan dua sistem berbeda, Pada penulisan tugas akhir ini. diambil penggunaan gabungan SRPM dan Dinding geser, diharapkan struktur tersebut dapat bekerja bersama untuk mengurangi gaya gempa, meningkatkan kekakuan struktur dan keamanan dari struktur tersebut yang dapat ditentukan dari level kinerja serta mampu untuk diterapkan di wilayah gempa yang

tinggi, seperti kota Serui, Banyuwangi, Padang, Yogyakarta, Flores, dan lain-lain.

Salah satu perencanaan struktur tahan gempa untuk bangunan tinggi adalah bangunan dengan menggunakan sistem ganda (*dual system*), sistem ganda adalah sebuah sistem gabungan yang menggunakan dua sistem berbeda, Pada penulisan tugas akhir ini diambil penggunaan gabungan SRPM dan Dinding geser, diharapkan struktur tersebut dapat bekerja bersama untuk mengurangi gaya gempa, meningkatkan kekakuan struktur dan keamanan dari struktur tersebut yang dapat ditentukan dari level kinerja.

Dalam perencanaan struktur Dental Nano ini teori-teori yang digunakan sesuai dengan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012), Beban Minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727-2013), Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural (SNI 1729-2015).

## **1.2 Rumusan Masalah**

1. Bagaimana merencanakan struktur Gedung Dental Nano bila direncanakan di kota Serui ?
2. Bagaimana menentukan sistem struktur yang kuat dan efisien ?
3. Bagaimana merancang dan menganalisis struktur Gedung Dental Nano ?
4. Bagaimana menyusun metode pelaksanaan pekerjaan kolom pada Gedung Dental Nano ?
5. Bagaimana menampilkan perhitungan struktur dalam bentuk gambar teknik ?

## **1.3 Batasan Masalah**

1. Perhitungan hanya dilakukan pada 2 portal yang telah ditentukan (portal memanjang dan melintang).

2. Analisis beban gempa dilakukan dengan metode respon spektrum berdasarkan peraturan gempa di Indonesia (SNI 1726–2012).
3. Perencanaan ini tidak meninjau analisa dampak lingkungan, biaya, utilitas dan arsitektural.
4. Perencanaan difokuskan pada perencanaan struktur bangunan atas dan tidak meninjau struktur bangunan bawah.

#### **1.4 Tujuan**

1. Menghasilkan permodelan dan pembebanan yang terjadi pada wilayah gempa yang lebih kuat
2. Menghasilkan laporan perhitungan struktur (plat, balok, Dinding Geser, rangka atap dan kolom) dari Bangunan Dental Nano dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Geser
3. Menghasilkan laporan metode pelaksanaan struktur kolom
4. Menghasilkan gambar teknik sesuai laporan perhitungan struktur Bangunan Dental Nano dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding geser

#### **1.5 Manfaat**

1. Dapat menganalisis beban-beban yang ada pada struktur Dental Nano
2. Dapat Mendesain bangunan gedung yang mampu menahan gempa yang terjadi sehingga memberi rasa aman terhadap penghuninya.
3. Dapat memahami metode pelaksanaan item pekerjaan struktur kolom .
4. Dapat memahami konsep desain tentang perhitungan struktur dengan metode Struktur Rangka Pemikul Momen ( SRPM ) dan Dinding Geser

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Gedung Dental Nano adalah gedung dengan sistem struktur SRPM yang akan dimodifikasi dan dirancang kembali dengan menggunakan sistem ganda ( Dual System ) dan ditempatkan di kota Serui. Kota Serui merupakan salah satu dari beberapa kota di Indonesia yang memiliki frekuensi gempa cukup tinggi. Berdasarkan fakta mengenai Gempa Bumi di Indonesia, perlu adanya penerapan peraturan mengenai perancangan bangunan. Diharapkan dengan adanya penerapan tersebut dapat menekan kerugian yang terjadi akibat bencana semaksimal mungkin khususnya gempa bumi. Pada sistem ini, terdapat rangka ruang lengkap yang memikul beban gravitasi, sedangkan beban lateral dipikul oleh dinding struktural atau Dinding Geser. Kestabilan pembebanan Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Geser dikelompokkan menjadi dua, yaitu :

1. Kestabilan Gravitasi

Kestabilan Gravitasi ditahan oleh rangka ruang berupa balok dan kolom.

2. Kestabilan Lateral

Kestabilan Lateral ditahan oleh Dinding Geser yang harus mampu menahan beban lateral, yaitu beban angin dan gempa.

#### **2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen**

Sistem Rangka Pemikul Momen adalah system rangka ruang dalam dimana komponen – komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya – gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Sistem Rangka Pemikul Momen dirancang dengan menggunakan konsep Strong Column Weak Beam dimana bangunan dapat merespon terhadap beban gempa dengan mengembangkan mekanisme sendi plastis pada balok-baloknya dan dasar kolom.

Sistem Rangka Pemikul Momen ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa ( SPRMB ), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah ( SPRMM ), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus ( SPRMK )

### **2.3 Sistem Dinding Geser**

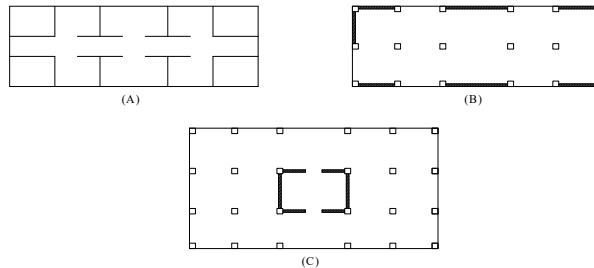
Bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

Dinding geser adalah struktur vertikal yang digunakan pada bangunan tingkat tinggi. Fungsi utama dari dinding geser adalah menahan beban lateral seperti gaya gempa dan angin. Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding geser dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis yaitu :

1. *Bearing walls* adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi. Tembok-tembok ini juga menggunakan dinding partisi antar apartemen yang berdekatan.

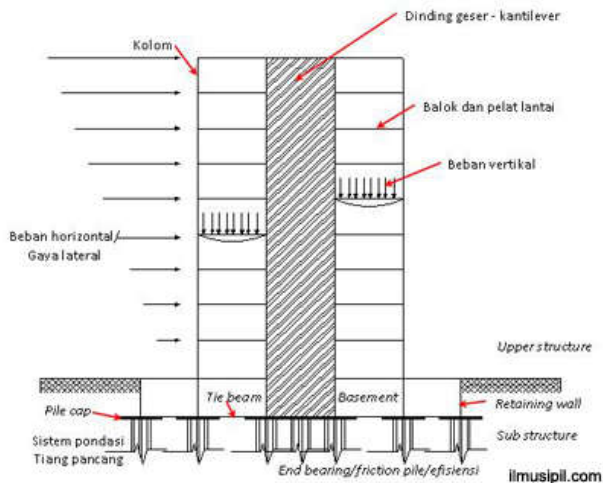
2. *Frame walls* adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari frame beton bertulang. Tembok-tembok ini dibangun diantara baris kolom.

3 *Core walls* adalah dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat dalam gedung yang biasanya diisi tangga atau poros lift. Dinding yang terletak dikawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan paling ekonomis.



Gambar 2. 1 Bearing Walls (A), Frame Walls (B), Core Wall (C)

Dalam merencanakan dinding geser, perlu diperhatikan bahwa dinding geser yang berfungsi untuk menahan gaya lateral yang besar akibat beban gempa tidak boleh runtuh akibat gaya lateral, karena apabila dinding geser runtuh karena gaya lateral maka keseluruhan struktur bangunan akan runtuh karena tidak ada elemen struktur yang mampu menahan gaya lateral. Oleh karena itu, dinding geser harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang mungkin terjadi akibat beban gempa, dimana berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1, tebal minimum dinding geser ( $t_d$ ) tidak boleh kurang dari 100 mm.



Gambar 2. 2 Penampang dinding geser

Dalam pelaksanaannya dinding geser selalu dihubungkan dengan sistem rangka pemikul momen. Dinding struktural yang biasa digunakan pada gedung tinggi adalah dinding geser kantilever, dinding geser berangkai, dan sistemrangka-dinding geser (*dual system*). Kerja sama antara sistem rangka penahan momen dan dinding geser merupakan suatu keadaan khusus, dimana dua struktur yang berbeda sifat dan perilakunya digabungkan sehingga diperoleh struktur yang lebih ekonomis. Kerja sama ini dapat dibedakan menjadi beberapa macam sistem struktur berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 3.49-52 yaitu:

- a. Sistem ganda yaitu sistem struktur yang merupakan gabungan dari sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser atau *bresing*. Rangka pemikul momen sekurang-kurangnya mampu menahan 25% dari gaya lateral dan sisanya ditahan oleh dinding geser. Nilai koefisien modifikasi respons (**R**) yang direkomendasikan untuk sistem ganda dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dinding geser adalah 7.
- b. Sistem rangka gedung yaitu sistem struktur yang memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Pada sistem ini, gaya lateral akibat gempa yang terjadi dipikul oleh dinding geser atau rangka *bresing*.

Perencanaan dinding geser sebagai elemen struktur penahan gempa pada gedung bertingkat bisa dilakukan dengan konsep gaya dalam (yaitu dengan meninjau gaya – gaya dalam yang terjadi akibat kombinasi beban gempa ) atau dengan konsep desain kapasitas seperti yang telah tercantum dalam SNI 03-2847-2013. Dinding Geser umumnya dari beton bertulang biasa, tetapi dapat juga dari precast.

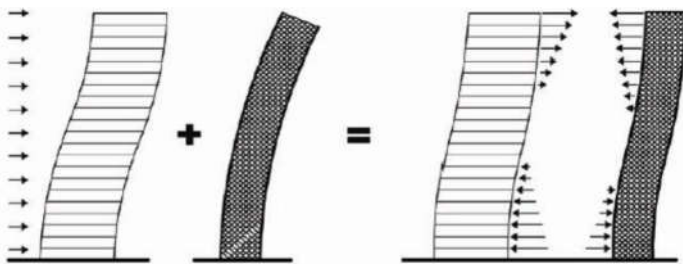
Ketentuan umum untuk struktur dinding struktur diatur dalam SNI 2847 2013 pasal 14.3 adalah sebagai berikut :

- Rasio minimum luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton ( $\rho_t$ )
  - a. 0,0012 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan  $f_y$  kurang dari 420 MPa.

- b. 0,0015 untuk batang tulangan ulir lainnya.
- Rasio minimum luas tulangan horizontal terhadap luar bruto beton ( $\rho_t$ )
  - a. 0,002 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan  $f_y$  kurang dari 420 MPa.
  - b. 0,0025 untuk batang tulangan ulir lainnya.
- Jarak tulangan vertikal dan horizontal satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari tiga kali tebal dinding atau lebih jauh dari 450 mm.

## 2.4 Sistem Ganda

Tipe struktur ini memiliki 3 ciri dasar yaitu : pertama, rangka ruang yang biasanya berupa SRPM berfungsi memikul beban gravitasi; kedua, pemikul beban lateral dilakukan oleh Dinding Struktural ( DS ) dan SRPM. Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1 Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah dan mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; dan ketiga, DS dan SRPM direncanakan untuk menahan beban geser nominal secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya (Purwono, 2007).



Gambar 2. 3 Konsep sistem ganda

## 2.5 Konsep Desain

Prosedur dan ketentuan umum perencanaan mengacu pada SNI 1726-2012, SNI 03-2847-2013 dan SNI 03-1727-2013 dengan memperhitungkan beberapa ketentuan antara lain :

### 2.5.1 Mutu bahan

Sesuai SNI 2847 – 2013 Pasal 21.1.4.2 kekuatan tekan beton ( $f_c'$ ) tidak boleh kurang dari 20 mpa. Kuat tekan 20 mpa atau lebih dipandang menjamin kualitas beton. Untuk perencanaan gedung ini digunakan kuat tekan beton ( $f_c'$ ) sebesar 35 mpa.

### 2.5.2 Gempa rencana dan kategori gedung

- Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 500 tahun sehingga probabilitas terjadinya terbatas pada 2 % selama umur gedung 50 tahun.
- Pengaruh gempa rencana itu harus dikalikan oleh suatu factor keutamaan gedung. Faktor keutamaan ini untuk menyesuaikan periode ulang. Gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.

Faktor keutamaan gedung ini bergantung pada berbagai kategori gedung dan bangunan yang telah diatur pada SNI 1726-2012 pasal 4.1.2

### 2.5.3 Konfigurasi struktur

Langkah awal dari perencanaan struktur gedung ialah menentukan apakah gedung yang akan dirancang termasuk gedung yang beraturan atau tidak beraturan.

Ketidakteraturan struktur gedung akan diklasifikasikan menurut konfigurasi vertikal dan horizontal dari struktur bangunan gedung tersebut berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.3.2.

### 2.5.4 Sistem struktur

Perhitungan menggunakan metoda Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus ( SRPMK ) dan Dinding Geser beton bertulang khusus sehingga harus memenuhi persyaratan desain pada SNI 2847 – 2013 pasal 21.5 hingga 21.8 dengan nilai  $R$  ( Faktor reduksi gempa ) = 7

### 2.5.5 Pengaruh arah pembebanan gempa

Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama (kritis) harus dianggap 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

## 2.6 Pembebanan Struktur

### 2.6.1 Beban

#### 2.6.1.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727 : 2013 pasal 3.1.1 dan pasal 3.1.2 adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai atap, plafon, tangga, dinding pertisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan structural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk beban keran. Jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak berwenang.

#### 2.6.1.2 Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban minimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam SNI 1727 : 2013 tabel 4-1.

Tabel 2. 1 Beban hidup terdistribusi merata minimum

Tabel 4-1 ( Lanjutan )

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Susuran tangga, rel pengamandan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2,87) <sup>a</sup> tidak boleh direduksi	7,2 <sup>a</sup>
Rumah sakit:		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1 000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1 000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2,87)	1 000 (4,45)
Ruang penyimpanan	150 (7,18) <sup>a, b</sup>	1 000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,45)
Pabrik		
Ringan	125 (6,00) <sup>a</sup>	2 000 (8,90)
Berat	250 (11,97) <sup>a</sup>	3 000 (13,40)
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2 000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2 000 (8,90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2 000 (8,90)
Lembaga hukum		
Blok sel	40 (1,92)	
Koridor	100 (4,79)	
Tempat rekreasi:		
Tempat bowling, Kolam renang, dan penggunaan yang sama	75 (3,59) <sup>a</sup>	
Bangsal dansa dan Ruang dansa	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Gimnasium	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	60 (2,87) <sup>a</sup>	
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)	40 (1,92)	
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)	40 (1,92)	

### 2.6.1.3 Beban Gempa

Desain beban gempa mengacu kepada peraturan gempa terbaru yaitu SNI 1726 : 2012. Tahapan awal dan prosedur dalam menentukan beban gempa dinamik adalah sebagai berikut :

#### 1. Penentuan Faktor Kategori Resiko Bangunan

Penentuan kategori resiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri. Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai dengan SNI 1726 : 2012 pasal 4.1.2.

Tabel 2. 2 Kategori resiko bangunan untuk beban gempa

<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	III
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	

#### 2. Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

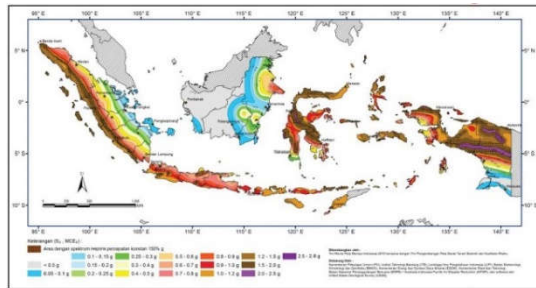
Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori resiko yang telah ditentukan

Tabel 2. 3 Faktor keutamaan gempa

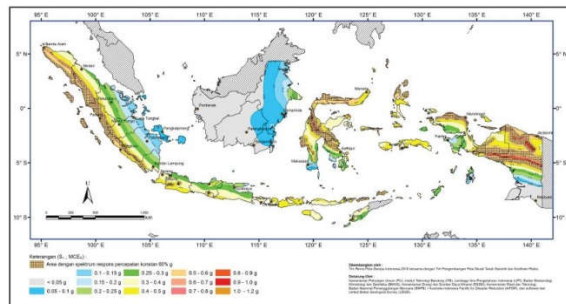
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

#### 3. Penentuan Parameter Percepatan Tanah ( $S_s, S_1$ )





Gambar 2. 4 Peta untuk  $S_s$  ( parameter respon spectral )  
percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko  
tertarget (MCER)



Gambar 2. 5 Peta untuk S1 ( parameter respon spectral )  
percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko  
tertarget (MCER)

#### 4. Penentuan Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 5.3 untuk menentukan klasifikasi situs dapat ditentukan salah satunya dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT.

Tabel 2. 4 Klasifikasi kelas situs tanah

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti pasal 6.10.1)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa  Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

5. Penentuan Koefisien Lokasi  $F_a$  dan  $F_v$ Tabel 2. 5 Koefisien situs,  $F_a$ 

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Tabel 2. 6 Koefisien situs,  $F_v$ 

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

6. Penentuan Parameter Respon Spectral Percepatan Gempa MCER ( $S_{MS}$ ,  $S_{M1}$ )

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs yang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

7. Penentuan Parameter Percepatan Spektrum Desain ( SDS, SD1 )

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek ( SDS), dan pada periode 1 detik ( SD1 ) harus ditetapkan sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

8. Penentuan Kategori Desain Seismik

Tabel 2. 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2. 8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

## 9. Penentuan Sistem Penahan Gempa

Tabel 2. 9 Faktor R, Cd,  $\Omega_0$  untuk penentuan sistem penahan gaya seismik

D. Sistem ganda dengan rangka penikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB

Keterangan :

$R^a$  = Koefisien Modifikasi Respon

$\Omega_0^g$  = Faktor Kuat Lebih Sistem

$C_d^b$  = Faktor Rembesan Defleksi

## 10. Penentuan Respons Spektrum

Penentuan Kurva Respons Spektrum berdasarkan ketentuan SNI 1726 : 2012 pasal 6.4 dibawah ini

- $T_0$  :  $0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
- $T_s$  :  $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

Untuk periode yang lebih kecil  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain ( $s_a$ ), harus didesain dengan persamaan :

Untuk  $T = 0 \rightarrow T < T_0$ , maka:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

## 11. Penentuan Perkiraan Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 7.8.2 penentuan perioda alami fundamental ( $T_a$ ) ditentukan dengan persamaan :

$$T_a = C_t h_n^x$$

Dimana  $h_n$  merupakan total tinggi bangunan sedangkan  $C_t$  dan  $x$  diambil berdasarkan tabel dibawah ini :

Tabel 2. 10 Nilai parameter perioda pendekatan  $C_t$  dan  $x$ 

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilindungi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>d</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>d</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>d</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>d</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>d</sup>	0,75

Perioda struktur yang didapatkan dari hasil analisis gempa tidak boleh melebihi batasan atas dari periode fundamental yang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$T = C_u \times T_a$$

Tabel 2. 11 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{DI}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

## 12. Penentuan Gaya Dasar Seismik

Menentukan koefisien Respon Seismik (  $C_s$  ) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$C_s = \frac{SDS}{R/I_e}$$

dan  $C_s$  tidak lebih dari :

$$C_s = \frac{SDS}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

Dan  $C_s$  tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 \times SDS \times I_e \geq 0,01$$

$$V = C_s \times W$$

Untuk  $T < 0,5$  s ; maka nilai  $k = 1$

$T > 2,5$  s ; maka nilai  $k = 2$

$$0,5 \text{ s} < T < 2,5 \text{ s}$$

### 2.6.1.4 Beban Air Hujan

Setiap bagian dari suatu atap harus dirancang mampu menahan beban dari semua air hujan yang terkumpul apabila sistem drainase primer untuk bagian tersebut tertutup ditambah

beban merata yang disebabkan oleh kenaikan air diatas lubang masuk sistem drainase sekunder dengan aliran rencananya.

Perhitungan beban air hujan rencana berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 8 adalah :

$$R = 5,2 ( d_s + d_h )$$

Dalam SI :

$$R = 0,0098 ( d_s + d_h )$$

Dimana :

R = beban air hujan pada atap yang tidak melendut, dalam lb/ft<sup>2</sup> (KN/m<sup>2</sup>)

ds = kedalaman air pada atap yang tidak melendut meningkat ke lubang

masuk sistem drainase sekunder apabila sistem drainase primer tertutup (tinggi statis), dalam in. ( mm )

dh = tambahan kedalaman air pada atap yang tidak melendut diatas

lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran air rencana ( tinggi hidrolis ), dalam in. ( mm )

#### **2.6.1.4 Beban Angin**

Prosedur perencanaan angin untuk bangunan dari semua ketinggian dilakukan berdasarkan SNI 1727 - 2013 pasal 27 dimana perencanaan menggunakan presedur bagian 1 yaitu bangunan gedung dari semua ketinggian dimana perlu untuk memisahkan beban angina yang diterapkan ke dinding di sisi angina datang, di sisi angin pergi, dan sisi bangunan gedung untuk memperhitungkan gaya – gaya internal dalam komponen struktur SPBAU.

Langkah-langkah dalam menentukan beban angina dalah sebagai berikut :

1. Menentukan kategori resiko bangunan gedung atau struktur lain seperti tercantum pada tabel berikut :

Tabel 2. 12 Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya

Penggunaan atau Pemanfaatan Fungsi Bangunan Gedung dan Struktur	Kategori Risiko
Bangunan gedung dan struktur lain yang merupakan risiko rendah untuk kehidupan manusia dalam kejadian kegagalan	I
Semua bangunan gedung dan struktur lain kecuali mereka terdaftar dalam Kategori Risiko I, III, dan IV	II
Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan risiko besar bagi kehidupan manusia.	III
Bangunan gedung dan struktur lain, tidak termasuk dalam Kategori Risiko IV, dengan potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi substansial dan/atau gangguan massa dari hari-ke-hari kehidupan sipil pada saat terjadi kegagalan.	IV
Bangunan gedung dan struktur lain tidak termasuk dalam Risiko Kategori IV (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang manufaktur, proses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat seperti bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak) yang mengandung zat beracun atau mudah meledak di mana kuantitas material melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup untuk menimbulkan suatu ancaman kepada publik jika dirilis.	
Bangunan gedung dan struktur lain yang dianggap sebagai fasilitas penting.	
Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan bahaya besar bagi masyarakat.	
Bangunan gedung dan struktur lain (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang memproduksi, memproses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat berbahaya seperti bahan bakar, bahan kimia berbahaya, atau limbah berbahaya) yang berisi jumlah yang cukup dari zat yang sangat beracun di mana kuantitas melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup menimbulkan ancaman bagi masyarakat jika dirilis.	IV
Bangunan gedung dan struktur lain yang diperlukan untuk mempertahankan fungsi dari Kategori Risiko IV struktur lainnya.	

- Menentukan kecepatan angina dasar,  $V$  untuk kategori risiko yang sesuai. Penentuan kecepatan angin ini menggunakan data dari <http://www.bmkg.go.id>

Serui (Kab. Kep Yapen)



Gambar 2. 6 Kecepatan angin berdasarkan bmkg.co.id

- Menentukan parameter beban angin diantaranya :
  - Faktor arah angina,  $K_d$  berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 26.6

- Kategori eksposur berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 26.7
  - Faktor topografi,  $K_{zt}$  berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 26.8
  - Faktor efek tiupan angina berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 26.9
  - Klasifikasi ketertutupan berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 26.10
  - Koefisien tekanan internal ( $GC_{pi}$ ), berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 26.11
4. Menentukan koefisien eksposur tekanan velositas,  $K_z$  atau  $K_h$

Tabel 2. 13 Koefisien eksposur tekanan velositas

Tinggi di atas level tanah, z		Eksposur		
ft	(m)	B	C	D
0-15	(0-4,6)	0,57	0,85	1,03
20	(6,1)	0,62	0,90	1,08
25	(7,5)	0,66	0,94	1,12
30	(9,1)	0,70	0,98	1,16
40	(12,2)	0,76	1,04	1,22
50	(15,2)	0,81	1,09	1,27
60	(18)	0,85	1,13	1,31
70	(21,3)	0,89	1,17	1,34
80	(24,4)	0,93	1,21	1,38
90	(27,4)	0,96	1,24	1,40
100	(30,5)	0,99	1,26	1,43
120	(36,6)	1,04	1,31	1,48
140	(42,7)	1,09	1,36	1,52
160	(48,8)	1,13	1,39	1,55
180	(54,9)	1,17	1,43	1,58
200	(61,0)	1,20	1,46	1,61
250	(76,2)	1,28	1,53	1,68
300	(91,4)	1,35	1,59	1,73
350	(106,7)	1,41	1,64	1,78
400	(121,9)	1,47	1,69	1,82
450	(137,2)	1,52	1,73	1,86
500	(152,4)	1,56	1,77	1,89

## Catatan:

1. Koefisien eksposur tekanan velositas  $K_z$  dapat ditentukan dari formula berikut:

Untuk  $15 \text{ ft} \leq z \leq z_g$  Untuk  $z < 15 \text{ ft}$

$$K_z = 2,01(z/z_g)^{0,4} \quad K_z = 2,01(15/z_g)^{0,4}$$

2.  $\alpha$  dan  $z_g$  ditabulasi dalam Tabel 26.9.1.

3. Interpolasi linier untuk nilai menengah tinggi  $z$  yang sesuai.

4. Kategori eksposur yang ditetapkan dalam Pasal 26.7

5. Menentukan tekanan velositas  $q_z$  atau  $q_h$  berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (1) ; V \text{ dalam m/s}$$

Dimana :

$K_d$  = faktor arah angin

$K_z$  = koefisien eksposur tekanan velositas

$K_{zt}$  = faktor topografi tertentu

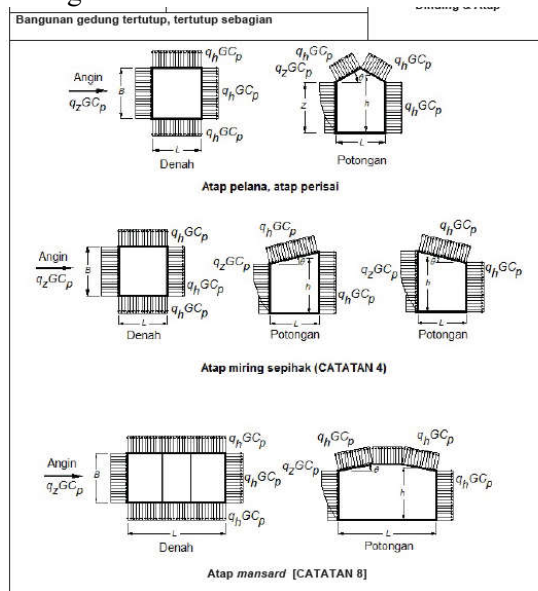


$V$  = Kecepatan angin dasar

$q_z$  = tekanan velositas dihitung menggunakan persamaan 1 pada ketinggian  $z$

$q_h$  = tekanan velositas dihitung menggunakan persamaan 1 pada ketinggian atap rata – rata  $h$

6. Menentukan koefisien tekanan eksternal,  $C_p$  atau  $C_N$  berdasarkan gambar berikut :



Gambar 2. 7 Koefisien tekanan eksternal

7. Menghitung tekanan angin  $p$ , pada setiap permukaan bangunan gedung berdasarkan persamaan berikut :

$$p = qG C_p - q_i (G C_{pi}) \text{ (lb/ft}^2 \text{) (N/m}^2 \text{)}$$

Dimana :

$q = q_z$  untuk dinding di sisi angin datang yang diukur pada ketinggian  $z$  diatas permukaan tanah

- $q$  =  $q_h$  untuk dinding di sisi angin pergi, dinding samping, dan atap yang diukur pada ketinggian  $h$   
 $q_i$  =  $q_h$  untuk dinding di sisi angin datang, dinding samping, dinding di sisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup  
 untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian  
 $q_i$  =  $q_z$  untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi  $z$  ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif.  
 $G$  = faktor efek tiupan angin  
 $C_p$  = koefisien tekanan eksternal  
 $G C_{pi}$  = koefisien tekanan internal
8. Cek beban angin minimum untuk bangunan gedung tertutup yaitu tidak boleh lebih kecil dari  $0,77 \text{ KN/m}^2$  dikalikan dengan luas dinding bangunan

### 2.6.1.5 Reduksi Beban hidup merata

Berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 4.7.2 , komponen struktur yang memiliki nilai  $K_{LL}A_T = 400 \text{ ft}^2$  (  $37,16 \text{ m}^2$  ) atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi sesuai dengan rumus berikut :

$$L = L_o \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

Dimana :

$L$  = beban hidup tereduksi per  $\text{m}^2$  dari luasan yang didukung komponen struktur

$L_o$  = beban hidup rencanan tanpa reduksi per  $\text{m}^2$  dari luasan yang didukung oleh komponen struktur

$K_{LL}$  = faktor elemen beban hidup

$A_T$  = luas tributary dalam  $\text{m}^2$

Tabel 2. 14 Faktor elemen beban hidup,  $K_{LL}$

Elemen	$K_{LL}^a$
Kolom-kolom interior	4
Kolom-kolom eksterior tanpa pelat kantilever	4
Kolom-kolom tepi dengan pelat kantilever	3
Kolom-kolom sudut dengan pelat kantilever	2
Balok-balok tepi tanpa pelat-pelat kantilever	2
Balok-balok interior	2
Semua komponen struktur yang tidak disebut diatas: Balok-balok tepi dengan pelat-pelat kantilever Balok-balok kantilever Pelat-pelat satu arah Pelat-pelat dua arah Komponen struktur tanpa ketentuan-ketentuan untuk penyaluran Geser menerus tegak lurus terhadap bentangnya	1

## 2.7 Konsep Perencanaan Struktur

### 2.7.1 Perencanaan Balok

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada sistem rangka pemikul momen yang terkena beban gravitasi mati dan hidup. Tata cara perhitungan komponen balok harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847 : 2013 Pasal 21. Batasan dimensional untuk struktur balok ditentukan oleh SNI 2847 – 2013 pasal 21.5 sebagai berikut :

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi  $0,1 A_g f_c'$
- Bentang bersih untuk komponen struktur ( $l_n$ ) tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya
- Lebar komponen ( $b_w$ ) tidak boleh kurang dari  $0,3 h$  dan 250 mm

#### 2.7.1.1 Penulangan lentur Balok

Perencanaan penulangan lentur dihitung berdasarkan persyaratan pada SNI 2847 – 2013 pasal 10 dan pasal 21.5.2. Batasan dalam perencanaan penulangan lentur antara lain :

- Pada setiap penampang komponen lentur, tulangan tarik tidak boleh kurang dari :

$$A_{s,min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari  $1,4 b_w \cdot d / f_y$

- Pada setiap irisan penampang komponen struktur lentur, sekurang-kurangnya harus ada dua batang tulangan atas dan dua batang tulangan bawah yang dipasang menerus
- Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya
- Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut
- Sambungan lewatan tidak boleh digunakan
  - Pada daerah hubungan balok kolom
  - Pada daerah hingga jarak dua kali tinggi balok dari muka kolom
  - Pada tempat-tempat yang berdasarkan analisis memperlihatkan kemungkinan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan lateral inelastis struktur rangka

Setelah diketahui pembebanan dan gaya dalam yang terjadi dalam struktur balok yang dianalisis. Komponen-komponen yang diperhitungkan saat perencanaan lentur antara lain :

1. Menentukan harga  $\beta_1$  berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.2.7.3

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f_c - 7 \text{ mpa}}{28 \text{ mpa}} \right)$$

2. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

*SNI 03-2847-2013 lampiran B (8.4.2)*

$$\rho_{\max} = 0.025$$

*SNI 03-2847-2013 pasal (21.5.2.1)*

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

SNI 03-2847-2013 lampiran B (10.3.3)

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y}$$

SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)

Dari kedua harga  $\rho_{\min}$  tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang menentukan.

- Menentukan harga  $m$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'}$$

- Menentukan  $R_n$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2}$$

Diketahui harga  $\phi = 0.9$ , SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.1

- Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right)$$

Dimana :  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\max}$

- Menentukan luas tulangan (AS) dari  $\rho$  yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{b x d} \quad A_s = \rho x b x d$$

- Tulangan minimum pada komponen struktur lentur perlu dilakukan kontrol agar tulangan lentur yang terpasang memenuhi persyaratan dalam peraturan yang ada.  
Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.5.1 pada setiap penampang komponen lentur, tulangan tarik tidak boleh kurang dari :

$$A_{s,min} = \frac{0,25\sqrt{f'c'}}{f_y} b_w \cdot d$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari  $1,4 b_w \cdot d / f_y$

8. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{0,25 \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$\text{Jarak Tulangan} = \frac{b - 2 \times \text{decking} - 2 \times D \text{ sengkang} - n \times D \text{ lentur}}{(n-1)}$$

9. Cek momen aktual

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Dimana,

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot f'c' \cdot b}$$

### 2.7.1.2 Perhitungan Tulangan Torsi

Perencanaan tulangan torsi harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 11.5.1 pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  :

$$T_u \leq \phi \cdot 0,083 \cdot \lambda \sqrt{f'c'} \left( \frac{A^2_{cp}}{p_{cp}} \right)$$

dimana,

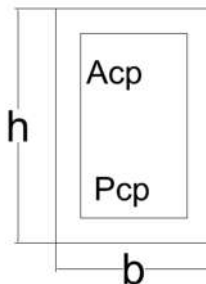
$$\phi = 0,75$$

$T_n$  = Kekuatan torsi nominal

$T_u$  = Kekuatan torsi terfaktor

$A_{cp}$  = Luas bruto penampang beton =  $b \times h$

$P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton =  $2 \times (b + h)$



Gambar 2. 8 Luasan  $A_{cp}$  dan keliling  $P_{cp}$

Cek kecukupan penampang balok :

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Ph}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0,66\sqrt{f'c}\right)$$

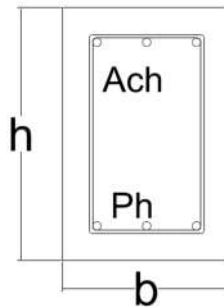
Dimana :

$A_{oh}$  = Luasan penampang dibatasi tulangan sengkang  
 $= b_h \times h_h$

$P_{oh}$  = Keliling penampang dibatasi tulangan sengkang  
 $= 2 \times (b_h + h_h)$

$b_h$  =  $(b_{balok} - 2 \cdot t_{decking} - D_{geser})$

$h_h$  =  $(h_{balok} - 2 \cdot t_{decking} - D_{geser})$



Gambar 2. 9 Luasan Ach dan Poh

*Tulangan Transversal Penahan Torsi :*

$$\frac{At}{s} = \frac{Tu}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \theta}$$

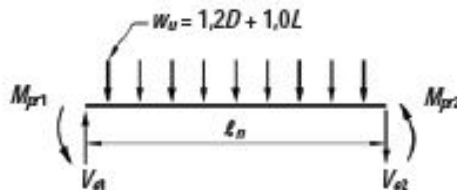
Tulangan Longitudinal Penahan Torsi

$$Al = \frac{At}{s} P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta$$

### 2.7.1.3 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.4.1 bahwa perencanaan geser rencana  $V_u$  harus ditentukan dari peninjauan geser statik pada bagian komponen struktur antara dua muka-muka joint. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur yang mungkin,  $M_{pr}$  bekerja pada muka-muka joint dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor sepanjang bentangnya.

$M_{pr}$  adalah kuat momen lentur mungkin komponen struktur dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan property komponen struktur lentur pada muka joint yang mengansumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit  $1,25 f_y$  dan factor reduksi kekuatan,  $\phi$  sebesar 1.



Gambar 2. 10 Desain gaya geser pada balok

Langkah-langkah perencanaan tulangan geser balok adalah :

1. Tentukan data-data  $f_c'$ ,  $f_y$ ,  $b$ ,  $h$  dan  $D$  sengkang
2. Hitung momen tumpuan ( $M_{pr}$ )
3. Hitung gaya geser total

$$V_1 = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

4. Hitung nilai  $V_s$  (kuat geser yang disediakan oleh tulangan geser)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Dimana :

$$\phi = 0.75 \text{ (SNI 2847 – 2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$V_c = 0, \text{ Jika memenuhi SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.4.2}$$



Jika tidak, maka  $V_c$  diperhitungkan sebesar :

$$V_c = 0.17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

5. Hitung kebutuhan tulangan geser

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d_{aktual}}$$

6. Kebutuhan tulangan transversal penahan torsi :

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$$

Dimana untuk penulangan geser daerah tumpuan, SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.3.2 mengatur :

$$\begin{aligned} A_v &= \text{Luas sengkang ( mm}^2 \text{)} \\ S_{max} &\leq \frac{1}{4} d \\ &\leq 6 \text{ kali diameter terkecil tulangan lentur} \\ &\leq 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.3.4

$$S_{max} \leq \frac{1}{2} d$$

### 2.7.1.4 Perencanaan panjang penyaluran

Pada SNI 2847 – 2013 pasal 12.12.1 Penyaluran batang ulir dan kawat ulir yang berada dalam kondisi tarik,  $l_d$  harus ditentukan berdasarkan pasal 12.2.2 atau 12.2.3 dan factor modifikasi dari 12.2.4 dan 12.2.5, tetapi  $l_d$  tidak boleh kurang dari 300 mm. Dan pada pasal 12.2.2 untuk batang ulir atau kawat ulir,  $l_d$  harus diambil sebagai berikut :

Tabel 2. 15 Panjang penyaluran untuk batang ulir atau kawat ulir

	Batang tulangan atau kawat ulir D-19 dan yang lebih kecil	Batang tulangan D-22 dan yang lebih besar
Spasi bersih batang tulangan atau kawat yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari $d_b$ , selimut bersih tidak kurang dari $d_b$ , dan sengkang atau pengikat sepanjang $\ell_d$ tidak kurang dari minimum Tata Cara atau Spasi bersih batang tulangan atau kawat yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari $2d_b$ dan selimut bersih tidak kurang dari $d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi \Psi_s}{2.14 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi \Psi_s}{1.74 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Kasus-kasus lain	$\left( \frac{f_y \Psi \Psi_s}{1.44 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi \Psi_s}{1.14 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

### 2.7.2 Perencanaan Tulangan Kolom

Perencanaan kolom meliputi penulangan lentur dan penulangan geser kolom. Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 21.6. Batasan dimensional untuk struktur balok ditentukan oleh SNI 2847 – 2013 pasal 21.6 sebagai berikut :

- Gaya Aksial terfaktor minimum yang bekerja pada kolom harus melebihi  $A_g f_c' / 10$ .
- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm.
- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4.

#### 2.7.2.1 Perencanaan tulangan lentur

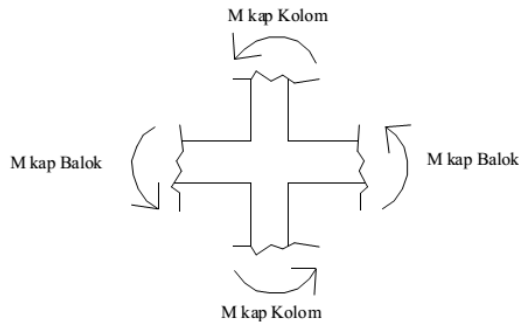
Tulangan longitudinal kolom akan dicari dengan diagram interaksi menggunakan program bantu Spcolumn. Adapun gaya yang terjadi dianalisis menggunakan program bantu SAP 2000. Selanjutnya persyaratan “strong column weak beam” harus dipenuhi sesuai SNI – 2847 pasal 21.6.2.2 :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana :

$\sum M_{nb}$  adalah Jumlah momen pada muka joint, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok ( termasuk pelat yang berada pada kondisi tarik ) yang merangka pada joint tersebut.

$\sum M_{nc}$  jumlah momen pada muka joint, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada joint tersebut yang dihitung untuk beban aksial terfaktor konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau dan menghasilkan kuat lentur terendah.



Gambar 2. 11 Ilustrasi kuat momen yang bertemu di HBK

### 2.7.2.2 Perencanaan tulangan geser

Langkah-langkah perencanaan tulangan transversal kolom :

1. Tentukan daerah pemasangan penulangan transversal berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 21.6.4.1. Diambil yang terbesar diantara :
  - $l_o \geq h_{balok}$
  - $l_o \geq 1/6 l_n \text{ kolom}$
  - $l_o \geq 450 \text{ mm}$
2. Tentukan spasi maksimum yang diijinkan SNI 2847 – 2013 pasal 21.6.4.3
  - $S_{max} = \text{seperempat dimensi komponen struktur minimum}$
  - $S_{max} = 6 \times d_b$
  - $S_{max} = s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$ , dimana nilai  $s_o$  tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm
3. Hitung luasan penampang minimum tulangan transversal sesuai SNI 2847 – 2013 pasal 21.6.4.4 :

$$A_{sh1} = 0,3 \left( \frac{sbc f_{c'}}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{sbc f_{c'}}{f_{yt}}$$

Sedangkan, perencanaan tulangan transversal untuk beban geser kolom. Gaya geser rencana  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom ditentukan dari kuat momen maksimum  $M_{pr}$  dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu dihubungkan balok kolom yang bersangkutan.

Langkah-langkah menentukan tulangan transversal untuk beban geser :

1. Tentukan harga  $M_{pr}$  akibat tulangan terpasang pada kolom.
2. Hitung nilai  $V_e$  dari  $M_{pr}^+$  dan  $M_{pr}^-$  yang terjadi akibat tulangan terpasang balok :

$$V_e = \left( \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_u} \right)$$

Dimana :  $l_u$  = tinggi kolom

3. Cek apakah  $V_e > \frac{1}{2} V_u$  analisis. Apabila  $V_e$  lebih besar dari  $V_u$  hasil analisis maka  $V_c$  ( kuat geser penampang beton ) dan gaya aksial terfaktor pada kolom tidak melampaui  $0,05 A_g f_c$  maka  $V_c$  dapat diambil = 0. Jika tidak, maka  $V_c$  dapat diperhitungkan.
4. Hitung kuat geser penampang beton bila  $V_c$  diperhitungkan. Diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 11.2.1.2 dan pasal 21.6.4.2

Kuat geser beton bersamaan dengan adanya aksial tekan adalah :

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b w d$$

5. Hitung  $V_s$  berdasarkan tulangan transversal kolom terpasang.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

6. Cek kondisi geser

$$\phi (V_s + V_c) > V_u \text{ yang diterima kolom}$$

### 2.7.3 Perencanaan Tulangan Dinding Geser

Hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan tulangan dinding geser :

1. Menentukan kebutuhan baja tulangan vertikal dan horizontal minimum
  - a. Cek kebutuhan tulangan dua lapis

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.2 apabila gaya geser bidang terfaktor ( $V_u$ )  $> 0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c}$  maka baja tulangan vertikal dan horizontal masing-masing dipasang dua lapis

- b. Perhitungan kebutuhan baja tulangan longitudinal dan transversal

Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 21.9.2.1 mengharuskan bahwa untuk dinding transversal  $\rho_t$  dan longitudinal  $\rho_l$  minimum adalah 0,0025 dan spasi maksimum masing-masing arah tulangan = 450 mm.

Kecuali  $V_u \leq 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c}$ ,  $\rho_t$  dan  $\rho_l$  boleh direduksi sesuai pasal 14.3

2. Menentukan baja tulangan yang diperlukan untuk menahan geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1 kuat geser beton harus memenuhi persamaan berikut :

$$\phi V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c} + \rho_t f_y) > V_u$$

Dimana :

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } h_w/l_w \leq 1,5$$

$$= 0,25 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2,0$$

= variatif secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk nilai

$h_w/l_w$  antara 1,5

dan 2,0

3. Perencanaan dinding terhadap kombinasi aksial dan lentur  
Perencanaan kombinasi aksial dan lentur dilakukan dari proses trial and error menggunakan program bantu SPcolumn.

4. Cek apakah diperlukan komponen batas khusus

komponen batas khusus diperlukan jika  $\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u y}{I} > 0.2 f_c'$

$$\text{dan } c > \frac{I_w}{60 \alpha \left( \frac{\sigma_u}{h_w} \right)}$$

5. Menentukan tulangan longitudinal dan transversal yang diperlukan di daerah komponen batas khusus

- a. Tulangan longitudinal

Tulangan longitudinal pada daerah batas khusus perlu direncanakan tulangan dengan  $\rho > 0.005$

b. spasi maksimum hoop ditentukan oleh yang terkecil diantara :

- $S_{max} = \text{seperempat dimensi komponen struktur minimum}$
- $S_{max} = 6 \times db$
- $S_{max} = s_o = 100 + \left( \frac{350-hx}{3} \right)$ , dimana nilai  $s_o$  tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm

c. Tulangan Confinement pada badan penampang dinding geser

- $S_{max} = \text{seperempat dimensi komponen struktur minimum}$
- $S_{max} = 6 \times db$
- $S_{max} = s_o = 100 + \left( \frac{350-hx}{3} \right)$ , dimana nilai  $s_o$  tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm

Hitung luasan tulangan hoop yang dibutuhkan :

$$A_{sh} = 0,09 \frac{sbc f_c'}{f_{yt}}$$

### 2.7.4 Struktur atap

Struktur atap merupakan konstruksi atas yang berfungsi sebagai pelindung konstruksi dibawahnya dari pengaruh cuaca secara langsung. Pada gedung Dental Nano ini menggunakan atap pelana, dimana struktur atap menggunakan profil baja dengan penutup menggunakan genteng.

Perhitungan dan analisa struktur atap menggunakan program bantu SAP 2000 dimana beban yang ditinjau antara lain beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa.

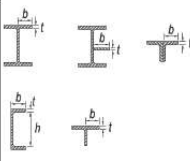
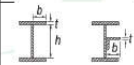
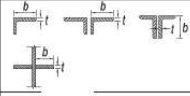


Perletakan struktu atap diasumsikan sebagai jepi-jepit, dengan menggunakan sambungan baut dan las.

Konsep perencanaan struktur atap

### 2.7.4.1 Kontrol Tekuk lokal

Jika penampang yang dipakai terlalu tipis, maka akan berpotensi mengalami tekuk lokal. Jika itu terjadi, maka komponen struktur tersebut tidak akan lagi mampu memikul beban tekan secara penuh., dan ada kemungkinan struktur tersebut akan mengalami keruntuhan. Pada SNI 1729 – 2015 membatasi rasio antara lebar dengan ketebalan suatu elemen, dan penampang tersebut dapat diklasifikasikan menjadi penampang kompak, tidak kompak dan langsing.

Tabel 2. 16 Rasio tebal terhadap lebar : Elemen tekan komponen struktur penahan lentur

	Kasus	Deskripsi elemen	Rasio tebal-terhadap-lebar	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar	Contoh
Elemen tanpa pengaku	1	Sayap dari Profil I canai panas, pelat yang diproyeksikan dari profil I canai panas; kaki berdiri bebas dari sepasang siku disambung dengan kontak menerus, sayap dan kanal, dan sayap dari T	$bt$	$0,56\sqrt{E/F_y}$	
	2	Sayap dari profil I tersusun dan pelat atau kaki siku yang diproyeksikan dari profil I tersusun	$bt$	$0,64\sqrt{\frac{K_y E}{F_y}}$	
	3	Kaki dari siku tunggal, kaki dari siku ganda dengan pemisah, dan semua elemen tak-diperkaku lainnya	$bt$	$0,45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Kasus	Deskripsi elemen	Rasio tebal-terhadap-lebar	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar	Contoh
	5	badan dari profil I simetris ganda dan kanal	$bt$	$1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	dinding PSB persegi dan boks dari ketebalan merata	$bt$	$1,40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

### 2.7.4.2 Kekuatan Lentur Desain

Kekuatan lentur desain diatur berdasarkan SNI 1729 – 2015 pasal F1 dan F2,  $\phi M_n$  dan kekuatan lentur desain  $\phi M_n$ , harus ditentukan sebagai berikut :

1. Untuk semua ketentuan dalam bab ini

$$\phi = 0,9$$

$$2. \quad C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Keterangan :

$M_{maks}$  = nilai untuk momen maksimum dalam segmen tanpa dibresing (Nmm)

$M_A$  = nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa dibresing (Nmm)

$M_B$  = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa dibresing ( Nmm )

$M_C$  = nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat segmen tanpa dibresing ( Nmm )

Kekuatan lentur nominal,  $M_n$  harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh ( momen plastis ) dan tekuk torsi-lateral

3. Pelelehan

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$$

Keterangan :

$f_y$  = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang digunakan ( Mpa )

$Z_x$  = modulus penampang plastis di sumbu x ( mm<sup>2</sup> )

4. Tekuk Torsi lateral

Tekuk torsi lateral adalah kondisi batas yang menentukan kekuatan sebuah balok. Sebuah balok mampu memikul momen maksimum hingga mencapai momen plastis ( $M_p$ ). Tercapai atau tidaknya momen plastis, keruntuhan dari sebuah fraktur balok adalah salah satu dari peristiwa berikut :

- a. Bila  $L_b \leq L_p$ , keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan
- b. Bila  $L_p < L_b \leq L_r$



$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 f_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

c.  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Keterangan :

$L_b$  = panjang antara titik-titik, baik yang dibresing melawan perpindahan lateral sayap tekan atau dibresing melawan punter penampang melintang ( mm )

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Dimana :

$E$  = Modulus Elastis baja = 200000 Mpa

$J$  = Konstanta torsi ( mm<sup>4</sup> )

$S_x$  = Modulus penampang elastis di sumbu x ( mm<sup>3</sup> )

$h_o$  = jarak antara titik berat sayap ( mm )

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w}$$

Pembatasan panjang  $L_p$  dan  $L_r$  ditentukan sebagai berikut :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left( \frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7 f_y}{E} \right)^2}}$$

Dimana,

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

dan koefisien  $c$  ditentukan sebagai berikut :

a. Untuk profil I simetris ganda :  $c = 1$

b. Untuk kanal :  $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$

Adanya tekuk torsi lateral sendiri dapat diatasi dengan adanya pertambahan lateral atau lateral bracing yang berfungsi mencegah balok mengalami tekuk torsi lateral.

### 2.7.4.3 Desain Sambungan

Setiap struktur baja merupakan gabungan dari beberapa komponen batang yang disatukan. Sambungan pada struktur baja ada 3 macam yaitu sambungan las, sambungan baut, dan kombinasi sambungan las – baut.

#### 1. Sambungan Las

Kekuatan desain,  $\phi R_n$  dan kekuatan yang diizinkan,  $R_n/\Omega$ , dari joint yang dilas harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan berikut ini :

Untuk logam dasar

$$R_n = F_{Nbm} \cdot A_{BM}$$

Untuk logam las

$$R_n = F_{nw} \cdot A_{we}$$

Keterangan :

$F_{Nbm}$  = Tegangan nominal dari logam dasar ( Mpa )

$F_{nw}$  = Tegangan nominal dari logam las ( Mpa )

$A_{BM}$  = Luas penampang logam dasar ( mm<sup>2</sup> )

$A_{we}$  = Luas efektif las ( mm<sup>2</sup> )

Nilai  $\phi$ ,  $\Omega$ ,  $F_{Nbm}$ , dan  $F_{nw}$  serta batasan diatas diberikan pada tabel berikut :

Tabel 2. 17 kekuatan tersedia dari sambungan las

Tipe Beban dan Arah Relatif ke Sumbu Las	Logam yang Bereangkutan	$\phi$ dan $\Omega$	Tegangan Nominal ( $F_u$ atau $F_u/\Omega$ ) ksi (MPa)	Luas Efektif ( $A_{eff}$ atau $A_w$ ) in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Tingkat Kekuatan Logam Pengisi yang Disyaratkan <sup>1</sup>	
LAS TUMPUK PENETRASI-JOINT-LINGKAP						
Tarik Tegak lurus sumbu las	Kekuatan joint ditentukan oleh logam dasar	Kekuatan joint ditentukan oleh logam dasar			Logam pengisi yang sesuai harus digunakan. Untuk joint T dan sudut dengan pendukung yang ditanggung, diperlakukan logam pengisi lebih keras. Lihat Pasal J2.6	
Tekan Tegak lurus sumbu las		Kekuatan joint ditentukan oleh logam dasar			Logam pengisi dengan tingkat kekuatan yang sama atau satu tingkat di bawah kekuatan logam pengisi yang sesuai	
Tarik atau tekan sejajar sumbu las		Tarik atau tekan pada bagian yang tersambung sejajar las tidak perlu diperhitungkan dalam desain las yang menghubungkan bagian-bagian tersebut.			Logam pengisi dengan tingkat kekuatan yang sama atau kurang dari kekuatan logam pengisi yang sesuai	
Geser		Kekuatan joint ditentukan melalui logam dasar			Logam pengisi yang sesuai harus digunakan. Lihat	
LAS TUMPUK PENETRASI-JOINT-REBAGIAN TERMASUK LAS TUMPUK V MELEBAR DAN LAS TUMPUK MIRING MELEBAR						
Tarik Tegak lurus sumbu las	Dasar	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$F_u$	Lihat J4	Logam pengisi dengan tingkat kekuatan yang sama atau kurang dari kekuatan logam pengisi yang sesuai	
	Las	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,60 F_{EXX}$	Lihat J2.1a		
Tekan Kolom pada pelat dasar dan sambungan kolom yang disesain menurut Pasal J1.4(1)	Tegangan tekan tidak perlu diperhitungkan dalam desain las yang menghubungkan bagian-bagian tersebut.					
Tekan Sambungan dari komponen struktur yang disesain untuk memikul selain kolom seperti dijelaskan dalam Pasal J1.4(2)	Dasar	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	$F_y$	Lihat J4		
	Las	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,60 F_{EXX}$	Lihat J2.1a		
Tekan Sambungan tidak menumpu penuh	Dasar	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	$F_y$	Lihat J4		
	Las	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,60 F_{EXX}$	Lihat J2.1a		
Tarik atau tekan sejajar sumbu las	Tarik atau tekan dalam bagian-bagian yang dihubungkan sejajar las tidak perlu diperhitungkan dalam desain las yang menghubungkan bagian-bagian tersebut.					
Geser	Dasar	Distur oleh J4				
	Las	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{EXX}$	Lihat J2.1a		

## 2. Sambungan Baut

Kekuatan tarik atau geser desain,  $\phi R_n$  dan kekuatan tarik atau geser yang diizinkan,  $R_n/\Omega$ , dari suatu baut snug-tightened atau baut mutu tinggi pra-tarik atau bagian berulir harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser sebagai berikut :

$$R_n = F_u A_b$$

Keterangan :

$A_b$  = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir ( mm<sup>2</sup> )

$F_n$  = tegangan tarik nominal,  $F_{nt}$ , atau tegangan geser  $F_{nv}$  (Mpa)  
 $\phi = 0,75$   
 $\Omega = 2$

Tabel 2. 18 Kekuatan nominal pengencang dan bagian yang berulir

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, $F_{tn}$ (ksi) <sup>[a]</sup>	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe-Tumpu, $F_{nv}$ (ksi) <sup>[b]</sup>
Baut A307	45 (310)	27 (188)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	90 (620)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	113 (780)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	84 (579)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,450 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

<sup>[a]</sup>Untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban fatik tarik, lihat Lampiran 3  
<sup>[b]</sup>Untuk ujung sambungan yang dibebani dengan panjang pola pengencang lebih besar dari 38 in. (965 mm),  $F_{nv}$  harus direduksi sampai 83,3 % dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut-baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan lekatan.  
<sup>[c]</sup>Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1 persen untuk setiap 1/16 in. (2 mm) di atas diameter 5 dari panjang pada pegangan/grip tersebut.  
<sup>[d]</sup>Ulir diizinkan pada bidang geser.

#### 4. Sambungan Baja ke Beton

Struktur baja umumnya untuk bangunan menumpu kepada struktur beton dibawahnya. Untuk menghubungkan keduanya perlu sambungan, yaitu base plate.

Detail base plate tergantung gaya yang dialihkan. Jika hanya gaya tekan maka cukup terdiri dari pelat landasan saja. Ukuran dipilih sedemikian sehingga besarnya tegangan yang terjadi pada beton tidak menimbulkan kerusakan. Jika selain ada gaya tekan juga terdapat momen yang menyebabkan base-plate terangkat (up-lift) maka baut angkur ditambahkan. Jika ada gaya geser maka diatasi dengan gaya friksi pada pelat landasan, tetapi jika mencukupi maka digunakan juga baut angkur, khususnya sisi desak.

## **BAB III**

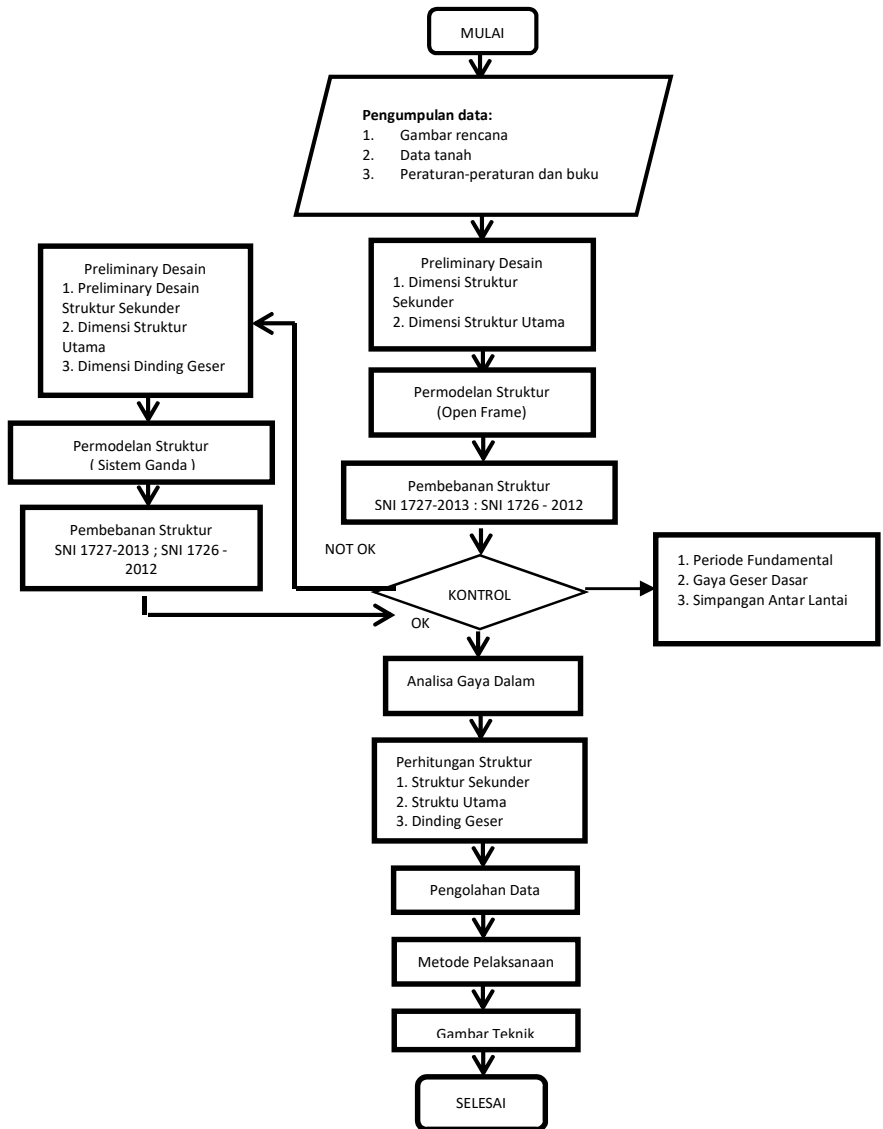
### **METODOLIGI**

Perencanaan gedung ini menggunakan metode kekuatan batas dengan sistem SRPMK dan Dinding Geser yang tentunya harus memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan.

#### **3.1 Metode Desain**

1. Pengumpulan data
2. Preliminary
3. Permodelan struktur
4. Analisis Pembebanan
  - a. Beban – beban
  - b. Kombinasi pembebanan
5. Analisa Gaya Dalam dan Perhitungan Struktur
  - a. Pelat
  - b. Tangga
  - c. Rangka Atap
  - d. Balok
  - e. Kolom
  - f. Dinding Geser
6. Cek Desain
7. Metode Pelaksanaan Kolom
8. Gambar Rencana
  - b. Gambar Arsitektur
  - c. Gambar Potongan
  - d. Gambar Penulangan
  - e. Gambar Struktur Atap
  - f. Gambar Detail

### 3.2 Diagram Alir Perencanaan



### 3.3 Pencarian dan Pengumpulan Data

Data-data perencanaan secara keseluruhan mencakup data umum bangunan, data bahan dan data tanah:

#### 1. Data Umum

Nama Proyek	: Proyek Gedung Dental Nano
Lokasi	: Jl. Jalan Veteran, Malang
Total lantai	: 14 lantai, Roof
Total tinggi gedung	: 63,8 m
Struktur utama	: Struktur beton bertulang

#### 2. Data bahan

Kualitas beton	: $f_c' 35 \text{ Mpa}$
Kualitas besi	: Reinforcement BJTD – $F_y 390 \text{ Mpa}$

#### 3. Data tanah : Terlampir

#### 4. Data Gambar

- a. Gambar struktur : Terlampir
- b. Gambar Arsitektur: Terlampir

Beberapa literatur serta peraturan gedung tersebut antara lain:

1. Badan Standarisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan (SNI 2847 : 2013).
2. Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726 : 2012).
3. Badan Standarisasi Nasional. 2013. Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727 : 2013).
4. Badan Standarisasi Nasional. 2015. Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural (SNI 1729 : 2015).
5. Iswandi Imran dan Fajar Hendrik. 2014. Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang. Bandung : ITB.
6. Rachmat Purwono. 2010. Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa. Surabaya. ITS Press.
7. Wiryanto Dewobroto. 2015. Struktur Baja - Perilaku, Analisis & Desain - AISC 2010. Tangerang : Lumina Press.

8. Agus Setiawan. 2016. Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847 : 2013. Jakarta : Penerbit Erlangga.
9. Nur Ahmad Husin. 2015. Struktur Beton. Sidoarjo : Zifatama Publisher.

### 3.4 Penentuan Kriteria Desain

Secara umum pemilihan kriteria desain harus memenuhi syarat berikut :

1. Kuat

Sesuai dengan SNI 2847 : 2013, pasal 9, kuat mempunyai arti bahwa kemampuan suatu struktur harus didesain mempunyai kekuatan desain paling sedikit sama dengan kekuatan perlu yang dihitung untuk beban dan gaya berfaktor dalam kombinasi yang ditetapkan pada standart ini. Dapat disimpulkan bahwa kuat rencana harus lebih besar atau sama dengan kuat perlu (U).

2. Layak

Layak berarti suatu struktur atau elemen struktur harus memiliki lendutan, simpangan dan retakan yang masih dalam batas toleransi sehingga penghuni struktur tersebut tidak merasa terancam bahaya.

### 3.5 Preliminary Desain

#### 3.5.1 Penentuan Dimensi Elemen Struktur

##### 3.5.1.1 Dimensi Pelat

Penentuan Tipe pelat :

$$\beta = \frac{l_n}{s_n}$$

dimana,

$S_n$  = Panjang bentang bersih terpendek pelat

$l_n$  = Panjang bentang bersih terpanjang pelat



$\beta$  = Rasio bentang bersih terpanjang terhadap bentang bersih

dimana,  $2 \geq l_n / s_n$ , bentang satu arah

$2 \leq l_n / s_n$ , bentang dua arah

Perhitungan preliminary pelat 2 arah menurut SNI 2847 : 2013, pasal 9.5.3.3 adalah

1.  $\alpha_{fm} \leq 0.2$

Tebal pelat tanpa penebalan = 125mm

Tebal pelat dengan penebalan = 100mm

2.  $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2.0$

$$h_{min} = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 125 \text{mm}$$

3.  $\alpha_{fm} > 2.0$

$$h_{min} = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta} \geq 90 \text{mm}$$

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left( \frac{h_f}{h_w} \right) \left( 4 - 6 \left( \frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left( \frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left( \frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right)}{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left( \frac{h_f}{h_w} \right)}$$

dimana,

$h$  = Tebal pelat total

$l_n$  = Panjang bentang bersih terpanjang  
pelat

$\alpha_f$  = Rasio kekuatan lentur

$\alpha_{fm}$  = Nilai rata-rata  $\alpha_f$  untuk ke empat sisi

pelat

Sedangkan untuk perhitungan preliminary pelat 1 arah menggunakan tabel 9.5 ( a )

Tabel 3. 1 Tebal minimum untuk pelat satu arah

Komponen struktur	Tebal minimum, $h$			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$\ell / 20$	$\ell / 24$	$\ell / 28$	$\ell / 10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell / 16$	$\ell / 18,5$	$\ell / 21$	$\ell / 8$
CATATAN: Panjang bentang dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut: (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis ( <i>equilibrium density</i> ), $w_c$ , di antara 1440 sampai 1840 kg/m <sup>3</sup> , nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09. (b) Untuk $f_y$ selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$ .				

### 3.5.1.2 Balok Anak

Balok anak menurut SNI 2847 : 2013, tabel 9.5(a)

dimana,  $b_w \geq 250\text{mm}$  dan  $b_w \geq 0.3h$  menurut SNI 2847 : 2013, pasal 21.5.1.2.

### 3.5.1.3 Balok Induk

Balok anak menurut SNI 2847 : 2013, tabel 9.5(a) dan SNI 7833 : 2012, tabel 2 adalah

$$h_{min} = \frac{L}{16}, f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$h_{min} = \frac{L}{16} \left( 0.4 + \frac{f_y}{700} \right), f_y \text{ selain } 420 \text{ MPa}$$

Tabel 3. 2 Tebal minimum balok

Komponen struktur	Tebal minimum, $h$			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$\ell / 20$	$\ell / 24$	$\ell / 28$	$\ell / 10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell / 16$	$\ell / 18,5$	$\ell / 21$	$\ell / 8$
CATATAN: Panjang bentang dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut: (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis ( <i>equilibrium density</i> ), $w_c$ , di antara 1440 sampai 1840 kg/m <sup>3</sup> , nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09. (b) Untuk $f_y$ selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$ .				

dimana,  $b_w \geq 250\text{mm}$  dan  $b_w \geq 0.3h$  menurut SNI 2847 : 2013, pasal 21.5.1.2.

### 3.5.1.4 Dimensi Kolom

Dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri tidak boleh kurang dari 300mm menurut SNI 2847 : 2013, pasal 21.6.1.1, rasio dimensi penampang tidak boleh kurang dari 0.4 menurut SNI 2847 : 2013, pasal 21.6.1.2 dan  $\phi P_n$  lebih dari  $0.1 A_g f_c'$  atau dengan pendekatan

$$A_g = \frac{W}{\phi \times f_c'}$$

dimana,

$\phi$  = 0.65 SNI 2847 : 2013, pasal 9.3.2.2

W = Beban aksial yang diterima

$f_c'$  = Mutu beton

### 3.5.1.5 Perencanaan dimensi Tangga

Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – sendi. Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

- $64 \leq 2.t + i \leq 65$
- Syarat kemiringan tangga :  $20 \leq \alpha \leq 40$

Dimana :

i = Lebar injakan

t = Tinggi tanjakan

$\alpha$  = Kemiringan tangga

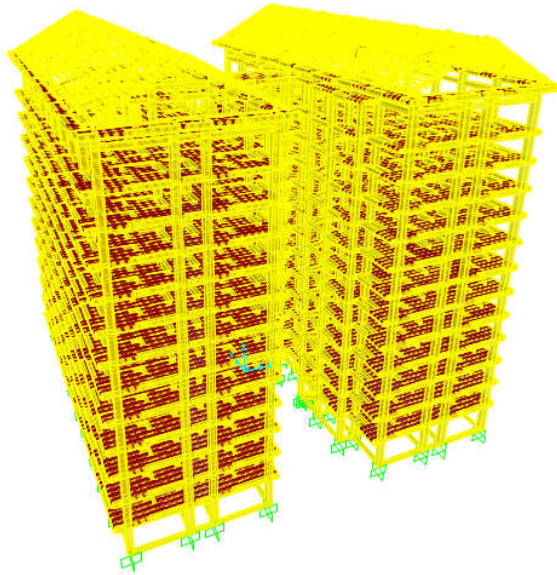
### 3.5.1.6 Perencanaan dimensi Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 26.6.6.2 tebal dinding tidak boleh kurang dari 1/24 tinggi atau panjang tak tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau kurang dari 140 mm. Tebal dinding untuk besmen luar dan dinding pondasi tidak boleh kurang dari 190 mm

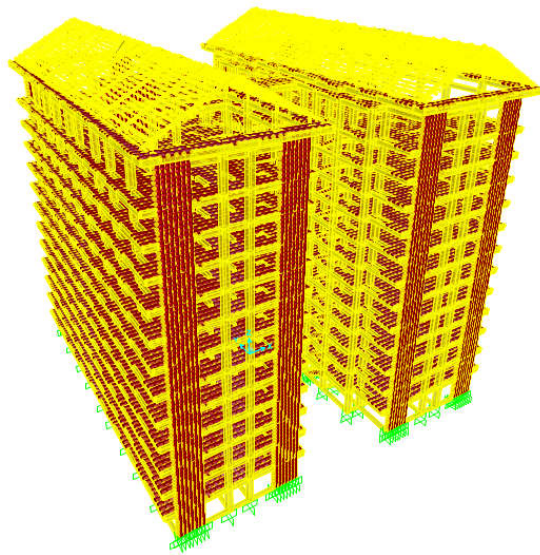
### 3.5 Permodelan Struktur

Saat pemasangan dan akhir konstruksi (setelah diberi topping) balok dimodelkan sebagai balok sederhana di atas dua tumpuan. Pelat dimodelkan sebagai beban yang dipikul oleh elemen balok. Pada saat pemasangan distribusi beban adalah

setengah dari kiri dan setengah dari kanan. Sedangkan pada akhir konstruksi distribusinya berupa beban segitiga ataupun trapesium.



Gambar 3. 1 Permodelan struktur eksisting Dental Nano menggunakan SAP 2000



Gambar 3. 2 Permodelan Struktur Dental Nano dengan system ganda menggunakan SAP 2000

### 3.6 Pembebanan Struktur

#### 3.6.1 Beban

##### a. Beban mati:

- Beton bertulang	: 23,52 KN/m <sup>3</sup>
- Beban Spesi	: 0,05 KN/m <sup>2</sup>
- Beban Keramik Lantai Ruang	: 0,2038 KN/m <sup>2</sup>
- Beban Keramik Lantai Tangga	: 0,225 KN/m <sup>2</sup>
- Beban Ducting Mekanikal	: 0,1176 KN/m <sup>2</sup>
- Beban Plambing	: 0,073 KN/m <sup>2</sup>
- Beban Plafon dan penggantung	: 0,078 KN/m <sup>2</sup>
- Dinding	: 0,85 KN/m <sup>2</sup>

##### b. Beban Hidup

- Beban hidup lantai	: 2,87 KN/m <sup>2</sup>
- Beban hidup partisi	: 0,72 KN/m <sup>2</sup>

- Beban hidup koridor : 3,83 KN/m<sup>2</sup>
- Beban hidup Pertemuan : 4,79 KN/m<sup>2</sup>
- c. Beban Angin  
(Berdasarkan SNI 1727 – 2013 Pasal 27)
  - Letak Bangunan : Dekat dengan pantai
  - Kategori Exposure : Exposure B
  - Faktor arah angin (Kd) : 0,85 (SPBAU)
  - Kecepatan angin : 70 km/jam
- d. Beban Gempa
  - Periode ulang : 500 tahun
  - Daerah : Serui
  - Kategori Risiko : IV
  - Kelas Situs : SD
  - Percepatan batuan dasar periode pendek,  
 $S_s = 1,5$
  - Percepatan batuan dasar periode 1 detik,  
 $S_1 = 0,6$
  - Percepatan respon spektrum periode pendek,  
 $F_a = 1$
  - Percepatan respon spectrum periode 1 detik,  
 $F_v = 1,5$
  - Parameter spektra desain untuk periode pendek,  $SDS = 1$
  - Parameter spektra desain untuk periode 1 detik,  $SD_1 = 0,6$
  - Kategori Desain Seismik : D
  - $T_0 : 0,2 \times \left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}}\right) = 0,12$
  - $T_s : \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,6$

### 3.6.2 Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 1727 : 2013:

#### 1. Kombinasi ultimate, pasal 2.3.2

Kombinasi ini digunakan untuk perhitungan tulangan

- $U = 1,4D$
- $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- $U = 1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L_r \text{ atau } 0,5W)$
- $U = 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$

- $U = 1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
  - $U = 0,9D + 1,0W$
  - $U = 0,9D + 1,0E$
2. Kombinasi layan, pasal 2.4.1
- $U = D$
  - $U = D + L$
  - $U = D + L_r$  atau  $S$  atau  $R$
  - $U = D + 0,75L + 0,75(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
  - $U = D + (0,6W \text{ atau } 0,7E)$
  - $U = D + 0,75L + 0,75(0,7E) + 0,75S$
  - $U = 0,6D + 0,6W$
  - $U = 0,6D + 0,7E$

dimana,

D = beban mati  
 L = beban hidup  
 E = beban gempa  
 W = beban angin  
 L<sub>r</sub> = beban hidup atap  
 R = beban hujan  
 S = beban salju

### 3.7 Analisa Struktur

Perhitungan gaya-gaya dalam struktur utama menggunakan bantuan program SAP 2000. Adapun hal-hal yang diperhatikan dalam analisa struktur ini antara lain :

- Bentuk gedung
- Dimensi elemen-elemen struktur dari preliminary desain
- Wilayah gempa
- Pembebanan struktur dan kombinasi pembebanan

Setelah melakukan input permodelan dan pembebanan struktur pada program SAP 2000, maka langkah selanjutnya adalah running analisa struktur dan kemudian melakukan kontrol hasil analisa struktur, diantaranya :

#### 1. Kontrol Base Reaction

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 7.9.4, nilai akhir  $V$  dinamik harus lebih besar sama dengan 85 %  $V$  statik. Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan  $V$  dinamik  $\geq 0,85 V$  statik

## 2. Kontrol partisipasi massa

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Pasal 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa actual dalam masing – masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model.

## 3. Kontrol sistem ganda

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 7.2.5.1, untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus didesain secara tersendiri mampu menahan sedikitnya 25 % beban lateral dan sisanya dipikul oleh dinding geser.

## 4. Kontrol Periode fundamental

menentukan besar periode ( $T$ ) pada suatu bangunan sesuai SNI 1726-2012.

$$T = C_t \times h_n^x$$

Dimana :

$h_n$  = Ketinggian struktur (m)

$C_t = 0,0488$

$x = 0,75$

## 5. Kontrol simpangan antar tingkat

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 kontrol drift dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI 1726 : 2012 yaitu sebagai berikut :

$$\delta x = \frac{C_d \delta x_e}{I}$$

Dimana :

$\delta x$  = Defleksi pada lantai ke- $x$

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi ( 5,5 )

$I$  = Faktor keutamaan gempa



Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin, seperti pada tabel berikut.

Tabel 3. 3 Simpangan izin antar tingkat

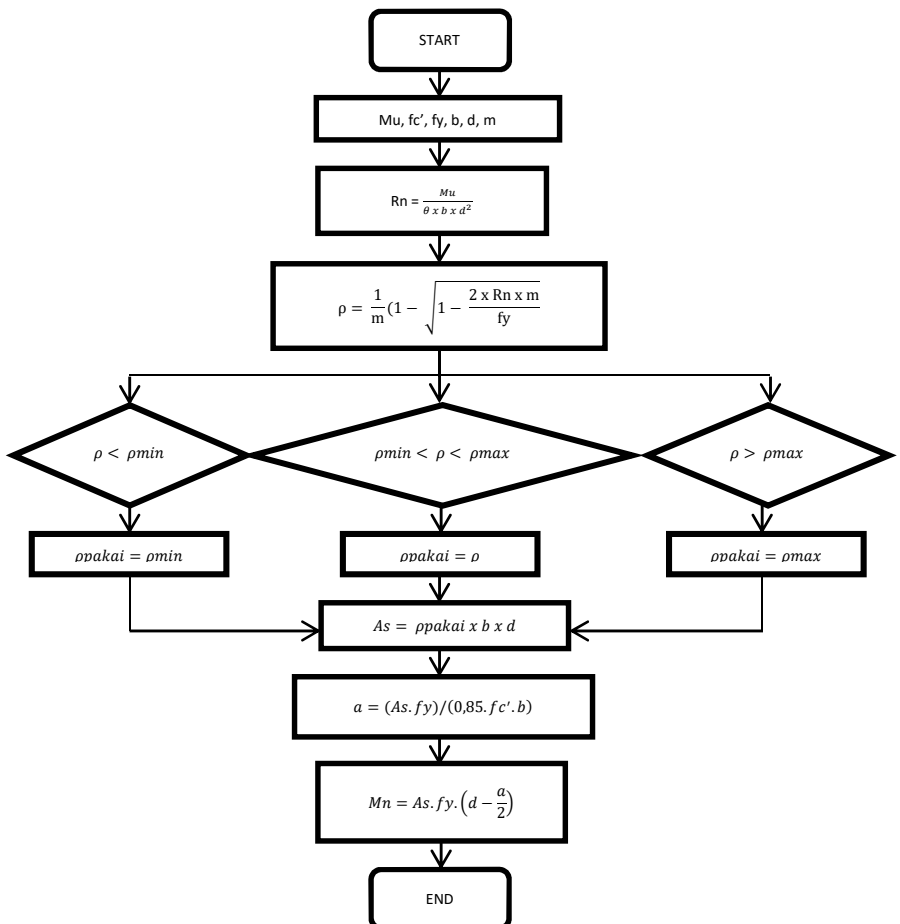
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>a</sup>	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

### 3.8 Perencanaan Struktur

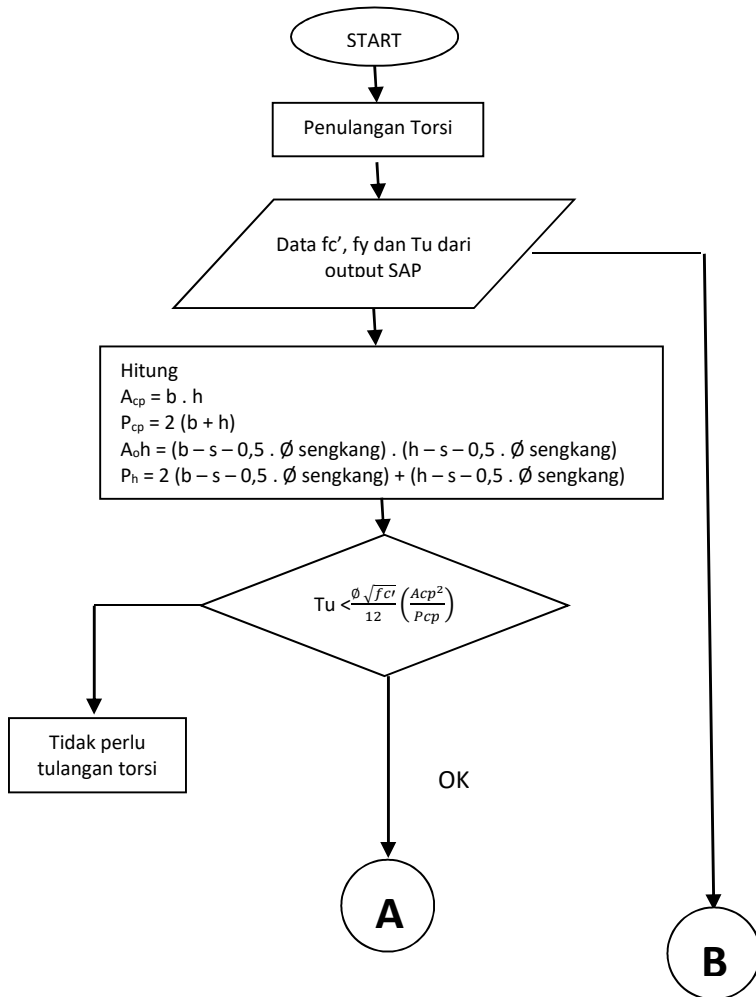
Dari *out put* SAP diperoleh nilai gaya geser (**D**), momen lentur (**M**), momen torsi (**T**), dan nilai gaya aksial (**P**). yang nantinya akan dihitung dengan metode kekuatan batas.

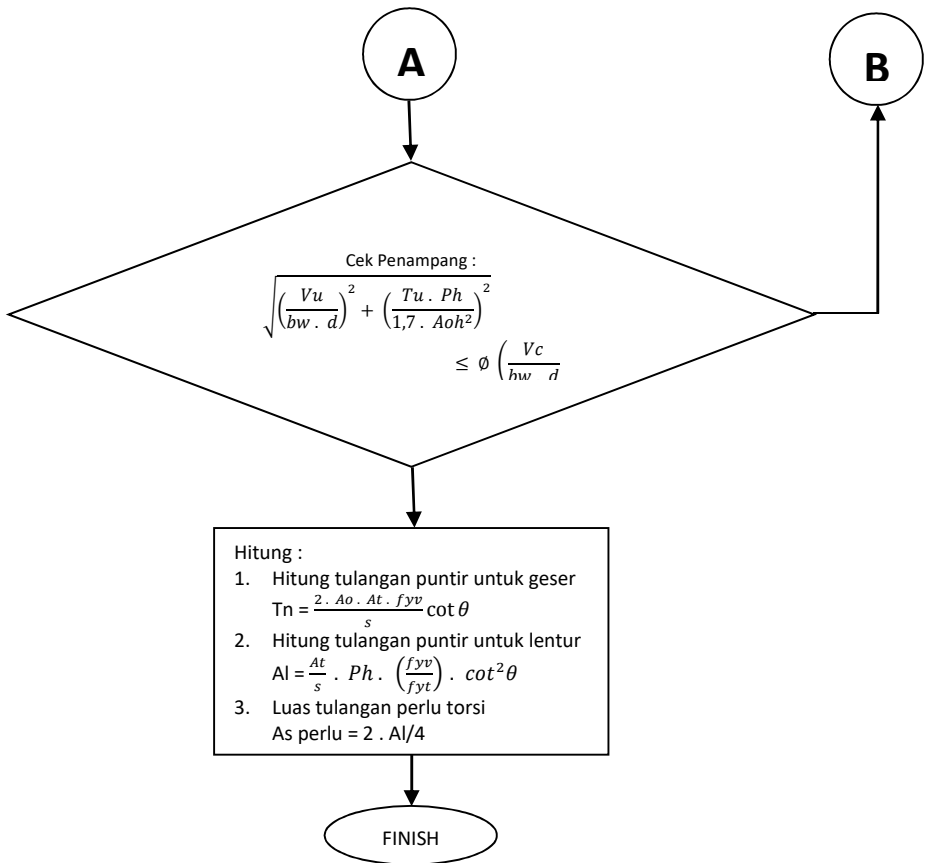
#### 3.8.1 Perencanaan Tulangan Lentur

Berikut adalah diagram alir perencanaan tulangan lentur



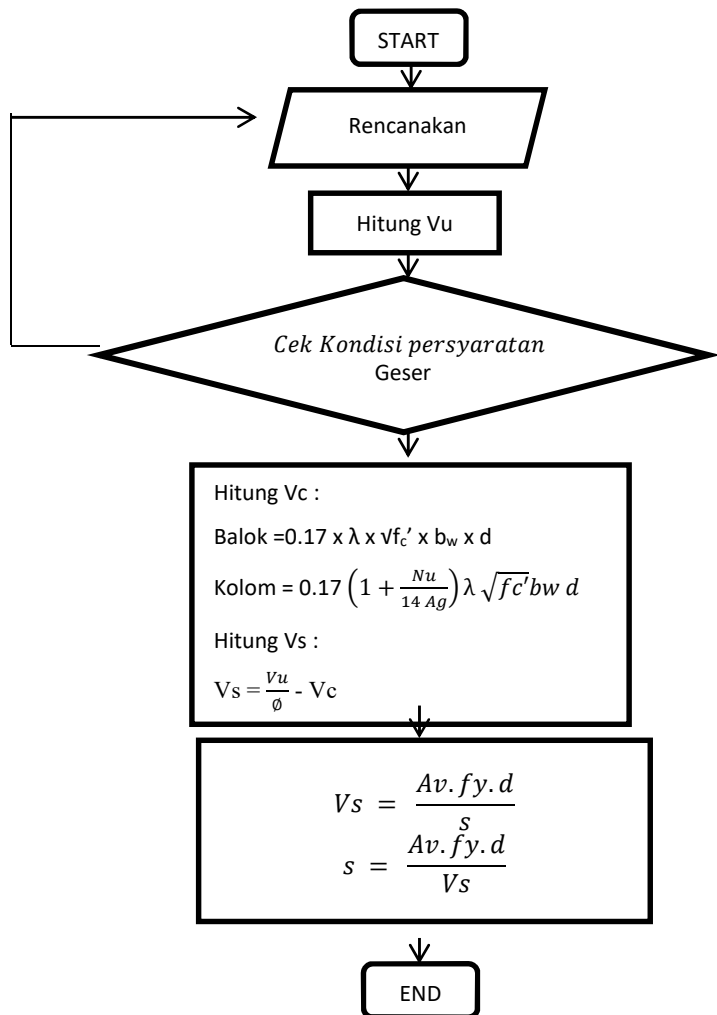
### 3.8.2 Perencanaan Tulangan Torsi



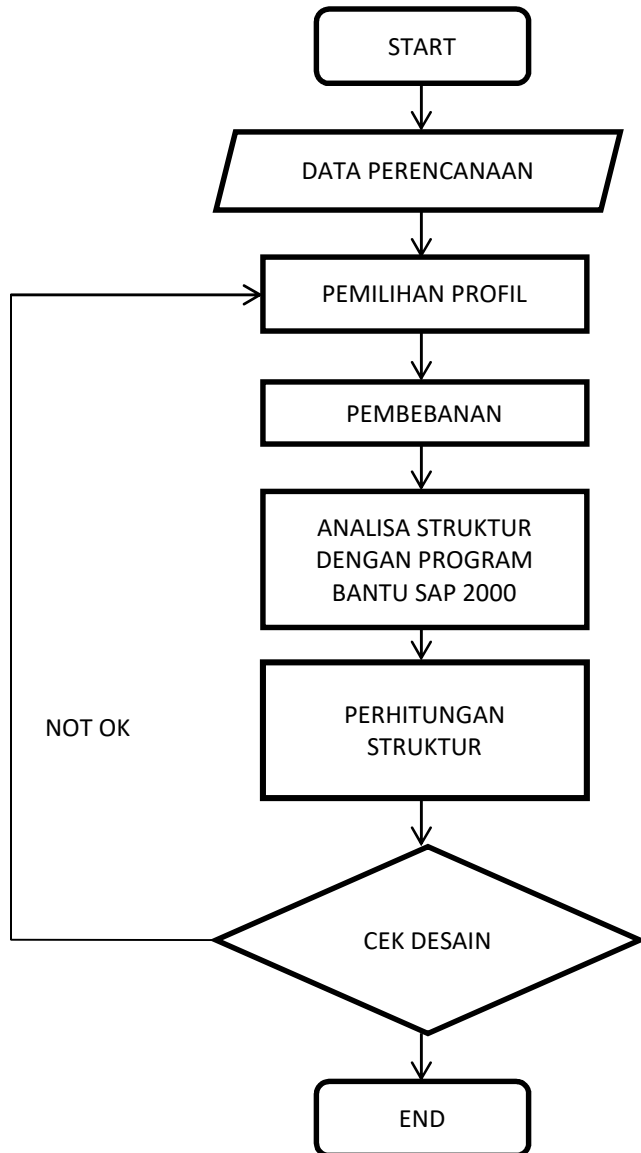


### 3.8.3 Perencanaan Tulangan Geser

Berikut adalah diagram alir perencanaan tulangan lentur



### 3.8.4 Perencanaan Baja



### **3.9 Gambar Teknik**

Hasil dari analisa struktur diatas divisualisasikan dalam gambar teknik. Dalam penggambaran ini menggunakan program AutoCAD 2016. Outpur gambar yang dihasilkan diantaranya :

1. Gambar Arsitektur
  - a. Gambar denah
  - b. Gambar tampak
2. Gambar Potongan
  - a. Potongan memanjang
  - b. Potongan melintang
3. Gambar Penulangan
  - a. Gambar penulangan tangga
  - b. Gambar penulangan balok
  - c. Gambar penulangan pelat
  - d. Gambar penulangan kolom
  - e. Gambar penulangan Dinding Geser
4. Gambar Struktur Atap
  - a. Gambar Gording
  - b. Gambar Ikatan Angin
  - c. Gambar Kuda-kuda
5. Gambar Detail
  - a. Gambar detail hubungan balok kolom
  - b. Gambar detail panjang penyaluran
  - c. Gambar detail Sambungan

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



## BAB IV

### PRELIMINARY DESIGN

#### 4.1 Data Bahan

Bahan yang dipakai untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut :

Type bangunan	: Rumah Sakit
Letak bangunan	: Dekat dari pantai
Kategori Desain Seismik	: D
Tinggi bangunan	: 63,8 m
Lebar bangunan	: 60 m
Panjang bangunan	: 60 m
Mutu beton ( $f_c'$ )	: 35 Mpa (Balok dan Pelat) 35 Mpa (Kolom dan Shearwall)
Mutu baja ( $f_y$ )	: 390 Mpa ( BJTD 40 )

#### 4.2 Perencanaan Dimensi Balok

Preliminary desain balok bertujuan untuk memperkirakan lebar dan tinggi balok. Tinggi minimum balok (  $h_{min}$  ) tanpa memperhitungkan lendutan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 9.5.2.2. Tabel 9.5(a). Lebar balok minimum =  $0,3h$  tetapi tidak kurang dari 250 mm.

$$h_{min} = \frac{1}{16} L$$

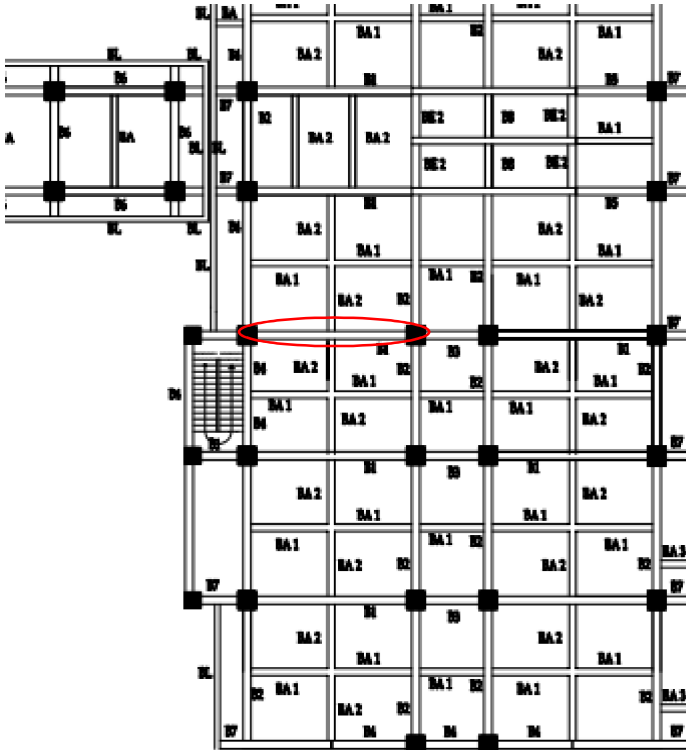
untuk  $f_y$  selain 420 Mpa,nilainya harus dikalikan dengan

$$\left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

1. Balok Induk :  $L = 840\text{cm}$

Data-data perencanaan :

- Tipe balok : B1
- Bentang balok ( $L_{balok}$ ) : 840 cm
- Kuat leleh tulangan lentur ( $f_y$ ) : 390 Mpa



Gambar 4. 1 Balok Induk B1 yang ditinjau

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L \times \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$= \frac{1}{16} \times 840 \times \left( 0,4 + \frac{390}{700} \right)$$

$$h_{\min} = 47,25 \approx 70 \text{ cm}$$

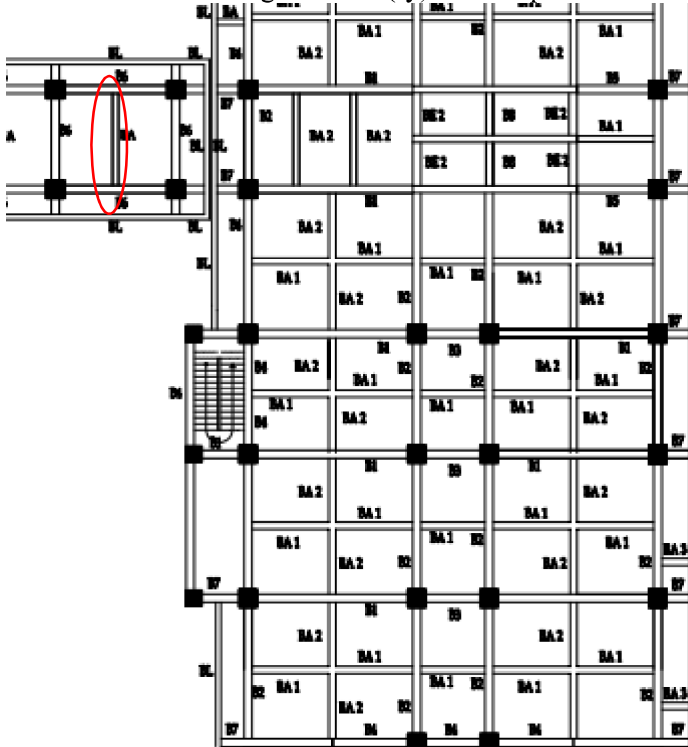
$$b = 0,3h = 0,3 \times 70 = 21 \approx 50 \text{ cm}$$

Jadi digunakan balok induk B1 ukuran 50/70 cm

2. Balok Anak :  $L = 500 \text{ cm}$

Data-data perencanaan :

- Tipe balok : BA 2
- Bentang balok ( $L_{\text{balok}}$ ) :  $500 \text{ cm}$
- Kuat leleh tulangan lentur ( $f_y$ ) :  $390 \text{ Mpa}$



Gambar 4. 2 Balok anak BA 2 yang ditinjau

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L \times \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$= \frac{L}{16} \times 500 \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$h_{\min} = 29,91 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = 0,3h = 0,3 \times 50 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Jadi untuk balok anak BA 1 digunakan dimensi 30/50 cm.

3. Balok Overstack Level :  $L = 300 \text{ cm}$

$$h_{\min} = \frac{1}{8} L \times \left( 0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$= \frac{L}{8} \times 300 \left( 0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$h_{\min} = 35,9 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

$$b = 0,3h = 0,3 \times 70 \text{ cm} = 21 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

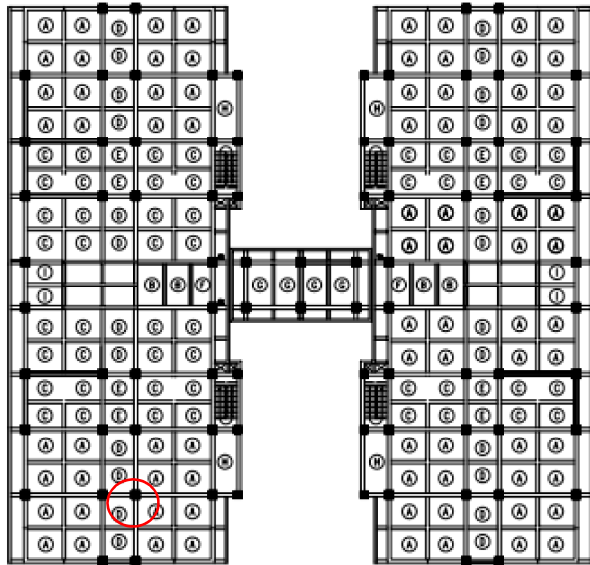
Jadi untuk balok level digunakan dimensi 30/70 cm.

#### 4.3 Perencanaan Dimensi Kolom

Preliminary desain kolom dilakukan dengan menghitung kebutuhan dimensi kolom terhadap beban aksial yang dipikulnya. Pada gedung ini, beban yang bekerja adalah :

1. Beban Mati
  - a. Beban Keramik :  $0,2038 \text{ KN/m}^2$  ( Rosoceramics )
  - b. Spesi :  $0,049 \text{ KN/m}^2$  ( Mortar Utama )
  - c. Beban Ducting Mekanikal :  $0,1176 \text{ KN/m}^2$  ( PIP Cellduct )
  - d. Beban Plambing :  $0,073 \text{ KN/m}^2$  ( PIP Cellduct )
  - e. Beban Plafon dan penggantung :  $0,078 \text{ KN/m}^2$  ( Jayaboard )
2. Beban Hidup
  - a. Lantai ruang rumah sakit:  $2,87 \text{ KN/m}^2$  ( SNI 1727-2013 table 4-1)
  - b. Lantai Koridor :  $3,83 \text{ KN/m}^2$  ( SNI 1727-2013 table 4-1)
  - c. Beban Partisi :  $0,72 \text{ KN/m}^2$  ( SNI 1727-2013 pasal 4.3.2)
  - d. Lantai Pertemuan :  $4,79 \text{ KN/m}^2$  ( SNI 1727-2013 table 4-1)

Direncanakan dimensi kolom bujur sangkar, pada perencanaan kolom diambil yang mengalami pembebanan paling besar adalah kolom yang memikul bentang 600 cm x 720 cm.



Gambar 4. 3 Kolom K1 yang ditinjau

Tebal Pelat Lantai = 12 cm = 120 mm

Tinggi tiap tingkat :

Lantai 1 - 12 = 4,20 m

Lantai 13 = 4,8 m

Atap = 10,45 m

Berdasarkan SNI 1727-2013 dan brosur

Beban Mati

Lantai 1 sampai 12

Pelat lantai	:	6 m x 7,2 m x 0,12 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	1463,13	KN
Dinding	:	3,5 m x 7,2 m x 0,85 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	257,04	KN
Keramik	:	6 m x 7,2 m x 0,2038 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	105,65	KN
Spesi	:	6 m x 7,2 m x 0,049 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	25,402	KN
Plafond	:	6 m x 7,2 m x 0,078 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	40,44	KN
Balok Induk	:	6 m x 0,5 m x 0,7 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	592,704	KN
	:	7,2 m x 0,5 m x 0,7 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	711,245	KN
Balok Anak	:	1,6 m x 0,3 m x 0,5 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	67,738	KN
	:	0,5 x 14,45 m x 0,3 m x 0,5 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	305,88	KN
Ducting	:	6 m x 7,2 m x 0,1176 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	60,964	KN
Plumbing	:	6 m x 7,2 m x 0,073 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	37,843	KN
Kolom	:	0,85 m x 0,85 m x 4,2 m x 11	=	785,086	KN

Berat Total (DD) = 4.453,116 KN

### Beban Hidup

#### Lantai 1 sampai 12

Partisi	:	6 m x 7,2 m x 0,72 KN/m <sup>2</sup> x 11 tingkat	=	342,144	KN
Rumah sakit	:	4,2 m x 7,2 m x 2,87 KN/m <sup>2</sup> x 11 tingkat	=	954,68	KN
Koridor	:	1,8 m x 7,2 m x 3,83 KN/m <sup>2</sup> x 11 tingkat	=	546,005	KN

Pertemuan	:	6 m x 7,2 m x 4,79 KN/m <sup>2</sup>	=	206,93	KN
-----------	---	--------------------------------------	---	--------	----

Berat Total (LL) = 2.049,76 KN

Koefisien reduksi untuk beban hidup berdasarkan SNI 1727 – 2013 pasal 4.7.2

$$L = L_o \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) = \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 6 \times 7,2}} \right) = 0,6$$

Jadi total beban untuk beban hidup :

$$DL = 0,6 \times 2.049,76 \text{ kN} = 1.206,23 \text{ kN}$$

Jadi Berat Total : W = 1,2 DD + 1,6 DL

$$= 1,2 (4.453,116 \text{ kN}) + 1,6 (1.229,86 \text{ kN})$$

$$= 7.311,52 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu Beton} = 35 \text{ Mpa} = 3,5 \text{ kN/cm}^2$$

Rencana Awal :

$$b.h = \frac{3 \times P}{f_c'} = \frac{3 \times 7.311,52 \text{ KN}}{3,5 \text{ KN/cm}} = 6.267 \text{ cm}^2$$

$$b.h = \frac{3 \times P}{f_c'} = \frac{3 \times 7.384,68 \text{ kN}}{3,5 \text{ kN/cm}} = 6.329,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi Awal} : b.h = b^2 = 66.267 \text{ cm}^2$$

$$b = 79,164 \text{ cm} \sim 85 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom digunakan 85/85 cm

#### 4.4 Perencanaan Dimensi Pelat

Perhitungan dimensi plat dua arah berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.1 dimana tebal plat ditentukan sebagai berikut :

a. Untuk  $\alpha_m \leq 0,2$  menggunakan pasal 9.5.3.3 (a)

b. Untuk  $0,2 \leq \alpha_m \leq 2$  ketebalan minimum plat harus memenuhi .

$$h_1 = \frac{L_n \times \left[ 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0,2]} \quad \text{Pers. a .....}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

c. Untuk  $\alpha_m > 2$  ketebalan minimum plat harus memenuhi

$$h_2 = \frac{L_n \times \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad \text{Pers. b .....}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

d. Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan  $\alpha_f$  tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan Pers. a atau pers. b harus dinaikkan paling tidak 10 persen pada panel dengan tepi yang tidak menerus.

Keterangan :

$L_n$  = Panjang bentang bersih arah memanjang panel pelat

$f_y$  = Tegangan Leleh Baja

$\beta$  = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

$\alpha_m$  = Nilai rata-rata  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga  $\alpha_m$  didapat dari :

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}} > 1 \quad I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

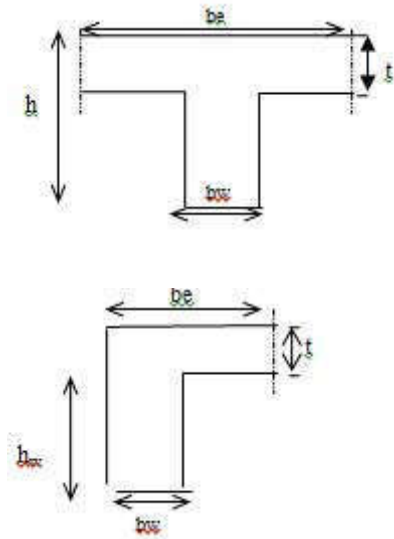
$$I_{plat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{t}{h} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{t}{h} \right) + 4 \left( \frac{t}{h} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{t}{h} \right)}$$



Menurut *SNI 03-2847-2013 pasal 8.12.1* dan pasal 8.12.2 disebutkan kriteria menentukan lebar efektif ( $b_e$ ) dari balok T sebagai berikut:

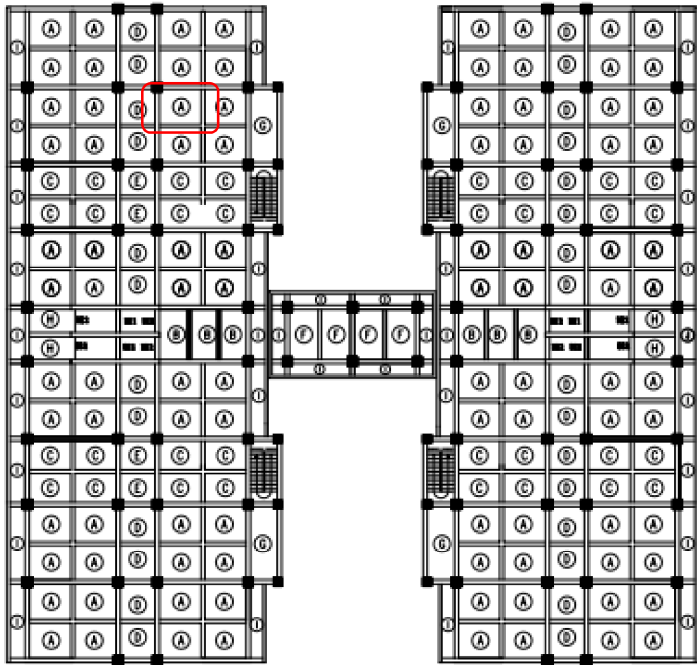
Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok:



Data-data perencanaan :

- Tipe pelat : A
- Kuat tekan beton ( $f_c'$ ) : 30 Mpa
- Kuat leleh tulangan ( $f_y$ ) : 390 Mpa
- Rencana tebal pelat : 12 cm
- Bentang pelat sumbu panjang ( $L_y$ ) : 420 cm
- Bentang pelat sumbu pendek ( $L_x$ ) : 360 cm
- Balok B1 : 50/70
- Balok B2 : 50/70
- Balok BA1 : 30/50
- Balok BA2 : 30/50

Gambar denah rencana :



Gambar 4. 4 Pelat lantai A yang ditinjau

#### Perhitungan Dimensi Pelat A

- Bentang bersih pelat sumbu panjang :

$$Ln = l_y - \left[ \frac{b_w}{2} + \frac{b_w}{2} \right]$$

$$Ln = 420 - \left[ \frac{50}{2} + \frac{30}{2} \right]$$

$$Ln = 380 \text{ cm}$$

- Bentang bersih pelat sumbu pendek :

$$Sn = l_x - \left[ \frac{b_w}{2} + \frac{b_w}{2} \right]$$

$$S_n = 360 - \left[ \frac{50}{2} + \frac{30}{2} \right]$$

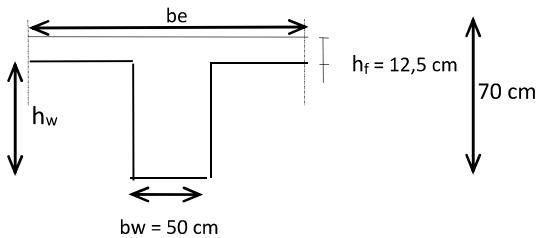
$$S_n = 320 \text{ cm}$$

Rasio antara bentang bersih sumbu panjang terhadap bentang bersih sumbu pendek,

$$\beta n = \frac{L_n}{S_n} = \frac{380}{320} = 1,1875 < 2 \quad (\text{pelat dua arah})$$

Perhitungan Nilai  $\alpha$

Balok Induk as B1 (Dimensi 50/70,  $L = 420 \text{ cm}$ )



$$b_e = \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 420 \text{ cm} = 105 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 8 h_f = 50 + 8 (12) = 146 \text{ cm}$$

Dipakai nilai  $b_e$  yang minimum yaitu  $b_e = 105 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{h_f}{h} \right) + 4 \left( \frac{h_f}{h} \right)^2 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{105}{50} - 1 \right) x \left( \frac{12}{70} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{70} \right) + 4 \left( \frac{12}{70} \right)^2 + \left( \frac{105}{50} - 1 \right) x \left( \frac{12}{70} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{105}{50} - 1 \right) x \left( \frac{12}{70} \right)}$$

$$= 1,33$$

$$I_{\text{balok}} = k \cdot bw \cdot \frac{h^3}{12} = 1,33 \times 50 \times \frac{70^3}{12}$$

$$= 1.900.791,67 \text{ cm}^4$$

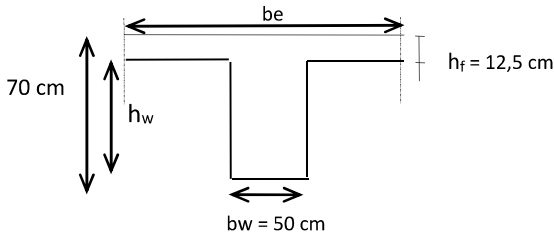
$$I_{\text{plat}} = bs \cdot \frac{t^3}{12} = 420 \times \frac{12^3}{12}$$

$$= 60.480 \text{ cm}^4$$

Karena  $E_c \text{ balok} = E_c \text{ plat}$

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{1.900.761,67}{60.480} = 31,43$$

*Balok Induk as B2 ( Dimensi 50/70, L= 360 cm)*



$$b_e = \frac{1}{4} Lb = \frac{1}{4} \times 360 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 8 h_f = 50 + 8 ( 12 ) = 146 \text{ cm}$$

Dipakai nilai  $b_e$  yang minimum yaitu  $b_e = 90 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{h_f}{h} \right) + 4 \left( \frac{h_f}{h} \right)^2 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{90}{50} - 1 \right) x \left( \frac{12}{70} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{70} \right) + 4 \left( \frac{12}{70} \right)^2 + \left( \frac{90}{50} - 1 \right) x \left( \frac{12,5}{70} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{90}{50} - 1 \right) x \left( \frac{12}{70} \right)}$$

$$= 1,25$$

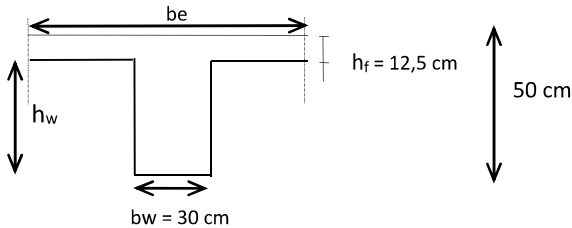
$$I_{\text{balok}} = k \cdot bw \cdot \frac{h^3}{12} = 1,25 \times 50 \times \frac{70^3}{12}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1.786.458,33 \text{ cm}^4 \\
 I_{\text{plat}} &= bs \cdot \frac{t^3}{12} = 360 \times \frac{12^3}{12} \\
 &= 51.840 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Karena  $E_c \text{ balok} = E_c \text{ plat}$

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{1.786.458,33}{51.840} = 34,46$$

*Balok Anak as Bal (Dimensi 30/50,  $L = 420 \text{ cm}$ )*



$$b_e = \frac{1}{4} Lb = \frac{1}{4} \times 420 \text{ cm} = 105 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 8 h_f = 30 + 8 (12) = 126 \text{ cm}$$

Dipakai nilai  $b_e$  yang minimum yaitu  $b_e = 105 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{h_f}{h} \right) + 4 \left( \frac{h_f}{h} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right)}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{1 + \left( \frac{105}{30} - 1 \right) x \left( \frac{12}{50} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{50} \right) + 4 \left( \frac{12}{50} \right)^2 + \left( \frac{105}{30} - 1 \right) x \left( \frac{12}{50} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{105}{30} - 1 \right) x \left( \frac{12}{50} \right)} \\
 &= 1,6844
 \end{aligned}$$

$$I_{\text{balok}} = k \cdot bw \cdot \frac{h^3}{12} = 1,6844 \times 30 \times \frac{50^3}{12}$$

$$= 526.375 \text{ cm}^4$$

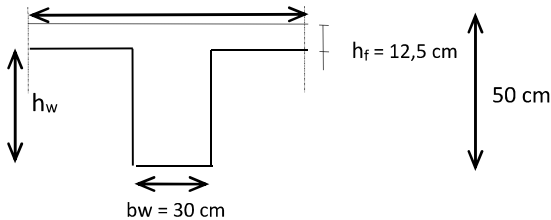
$$I_{\text{plat}} = bs \cdot \frac{t^3}{12} = 420 \times \frac{12^3}{12}$$

$$= 60.480 \text{ cm}^4$$

Karena  $E_c \text{ balok} = E_c \text{ plat}$

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{526.375}{60.480} = 8,7$$

*Balok Anak as Ba2 ( Dimensi 30/50, L= 360 cm)*



$$b_e = \frac{1}{4} Lb = \frac{1}{4} \times 360 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 8 h_f = 30 + 8 ( 12 ) = 126 \text{ cm}$$

Dipakai nilai  $b_e$  yang minimum yaitu  $b_e = 90 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{h_f}{h} \right) + 4 \left( \frac{h_f}{h} \right)^2 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{90}{30} - 1 \right) x \left( \frac{12}{50} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{50} \right) + 4 \left( \frac{12}{50} \right)^2 + \left( \frac{90}{30} - 1 \right) x \left( \frac{12}{50} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{90}{30} - 1 \right) x \left( \frac{12}{50} \right)}$$

$$= 1,59$$

$$I_{\text{balok}} = k \cdot bw \cdot \frac{h^3}{12} = 1,59 \times 30 \times \frac{50^3}{12}$$

$$= 496.875 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = bs \cdot \frac{t^3}{12} = 360 \times \frac{12^3}{12}$$

$$= 51.840 \text{ cm}^4$$

Karena  $E_c \text{ balok} = E_c \text{ plat}$

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{496.875}{51.840} = 9,6$$

→ Jadi dari keempat balok di atas didapatkan rata-rata :

$$\alpha_m = \frac{1}{4} \times \sum \alpha = 0,25 \times (31,43 + 34,46 + 8,7 + 9,6)$$

$$= 21,05$$

Berdasarkan *SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.5.5 (c)* dimana

$\alpha_m \geq 2$  maka ketebalan plat minimum adalah:

$$h_2 = \frac{L_n \times \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

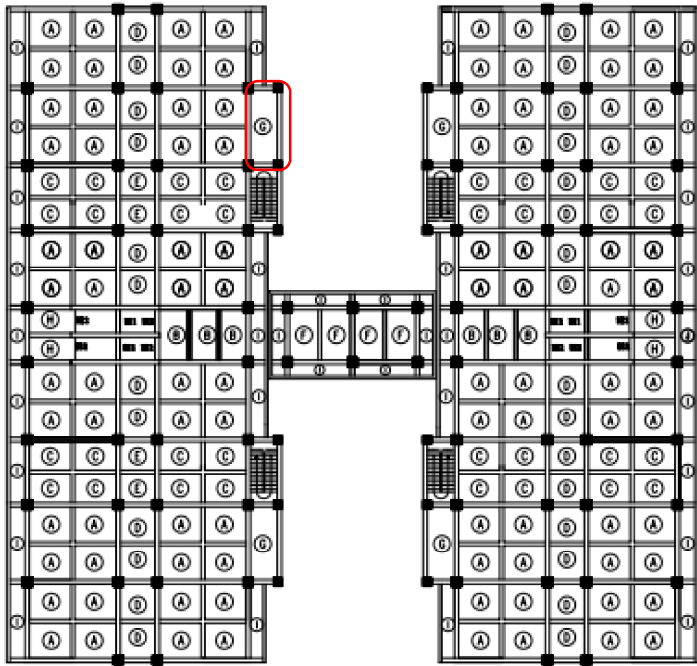
$$h = \frac{3800 \left( 0.8 + \frac{390}{1400} \right)}{36 + (9 \times 1,1875)} = 87,8 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

→ Jadi tebal pelat untuk lantai 1 - atap dipakai 120 mm atau 12 cm

#### Data Perencanaan Pelat type G

Mutu Bahan Baja ( $f_y$ ) : 390 Mpa

Mutu Bahan beton ( $f'_c$ ) : 35 Mpa



Gambar 4. 5 Pelat lantai type G yang ditinjau

Perhitungan Dimensi Pelat Type H

$$Ln = 720 - \left( \frac{85}{2} + \frac{85}{2} \right) = 635 \text{ cm}$$

$$Sn = 275 - \left( \frac{50}{2} + \frac{30}{2} \right) = 215 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{635}{215} = 2,95 > 2 \rightarrow \text{pelat satu arah}$$

Konstruksi pelat satu arah dihitung berdasarkan Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5 (a)

$$h_{\min} = \frac{L}{24} \times \left( 0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$



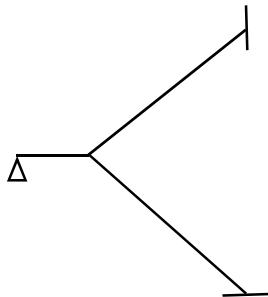
$$= \frac{275}{24} \times \left( 0,4 + \frac{390}{700} \right) = 10,97 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

Jadi tebal pelat type G yang digunakan adalah 12 cm

#### 4.5 Perencanaan Dimensi Tangga

Permodelan struktur tangga ini menggunakan metode cross dan SAP2000. Adapun data-data yang di input adalah sebagai berikut:

1. Perletakan = jepit – sendi - jepit
2. Pembebanan = Dead Load (DL) dan Live Load (LL)
3. Kombinasi = 1,2 DL + 1,6 LL
4. Distribusi = (Uniform Shell Load) untuk semua beban DL dan LL, besarnya sesuai dengan pembebanan tangga.



*Gambar 4. 6 Mekanika Perencanaan Tangga*

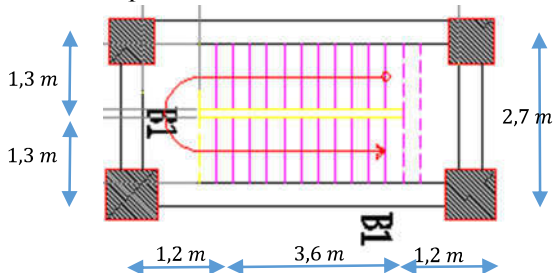
Dalam perancangan tangga gedung Dental Nano ini, terdapat 3 macam tipe tangga yaitu tangga tipe 1, tangga tipe 2 dan tangga tipe 3. Elevasi tiap lantai mempunyai ketinggian yang berbeda. Berikut akan dibahas perencanaan dimensi tangga tipe 2 As (G - H; 7 – 8). Adapun data-data dan perhitungan tangga dan bordes adalah sebagai berikut:

❖ Data – data perencanaan

Tipe tangga : Tipe 2

Panjang datar tangga : 360 cm  
 Tinggi tangga : 420 cm  
 Tinggi plat bordes : 210 cm  
 Tebal plat tangga : 15 cm  
 Tebal plat bordes : 15 cm  
 Lebar injakan (i) : 30 cm  
 Tinggi tanjakan (t) : 17,5 cm

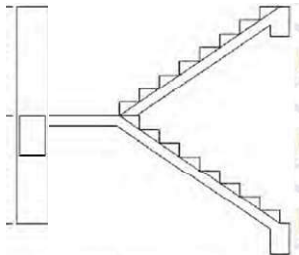
❖ Gambar denah perencanaan



Gambar 4. 7 Denah Tipe Tangga 2

❖ Perhitungan Perencanaan

Panjang miring tangga

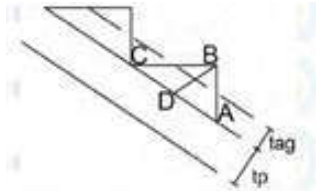


Gambar 4. 8 Potongan Tangga

$$\begin{aligned}
 \text{Tipe Tangga 1} &= \sqrt{(3,6)^2 + (2,1)^2} \\
 &= 4,167 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2,1m

### Panjang miring anak tangga



Gambar 4. 9 Potongan Tipe Tangga 1

$$BC = 30 \text{ cm}$$

$$AB = 17,5 \text{ cm}$$

$$AC = \sqrt{(30)^2 + (17,5)^2}$$

$$AC = 34,73 \text{ cm}$$

### Jumlah tanjakan (nt)

$$\text{Tinggi bordes} = 2,1 \text{ m} = 210 \text{ cm}$$

$$nt = \frac{\text{tinggi tangga}}{\text{tinggi tanjakan}} = \frac{420}{17,5} = 24 \text{ buah}$$

### Sudut kemiringan tangga

$$\alpha = \arctan \frac{t}{i}$$

$$\alpha = \arctan \frac{17,5}{30}$$

$$\alpha = 30,24^0 \approx 31^0$$

### Syarat sudut kemiringan

$$25^0 \leq \alpha \leq 40^0$$

$$25^0 \leq 31^0 \leq 40^0 \rightarrow \text{Memenuhi}$$

### Tebal plat ekuivalen

$$\frac{BD}{AB} = \frac{BC}{BC \times AB}$$

$$BD = \frac{AC}{BC \times AB}$$

$$BD = \frac{AC}{30 \times 17,5}$$

$$BD = \frac{AC}{34,73}$$

$$BD = 15,11 \text{ cm}$$

$$\text{Tag} = \frac{2}{3} \times BD$$

$$= \frac{2}{3} \times 15,11$$

$$= \frac{2}{3} \times 15,11$$

$$= 10,07 \text{ cm}$$

maka tebal efektif pelat tangga =  $10,07 \approx 15 \text{ cm}$

#### 4.6 Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Berdasarkan SNI 03–2847-2013 Pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bagian dinding secara lateral, diambil yang terkecil dan tidak kurang dari 100 mm.

Direncanakan :

Panjang bentang = 8,2 m

$$t = \frac{8,2m}{25} = 0,328 \text{ m}$$

Tinggi per lantai = 4,2 m

$$t = \frac{4,2m}{25} = 0,168 \text{ m}$$

tebal dinding geser  $> 0,168 \text{ m}$ . Maka direncanakan dinding geser dengan tebal 0,4 m.

## **BAB V**

### **ANALISA STRUKTUR**

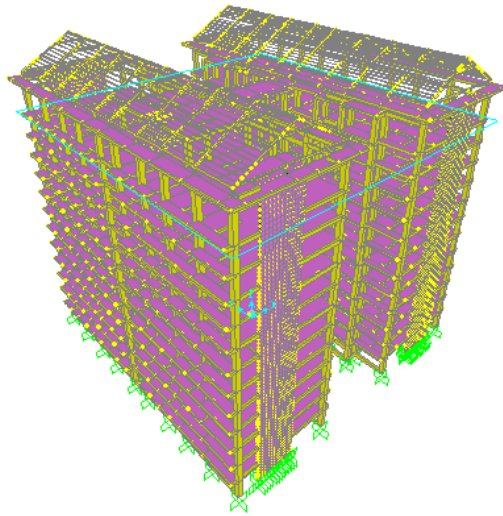
#### **5.1 Umum**

Gedung Dental Nano didesain dengan dilatasi menjadi 3 gedung yaitu gedung A, gedung B, gedung C. Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 03-2847-2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 03-1726-2012 yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

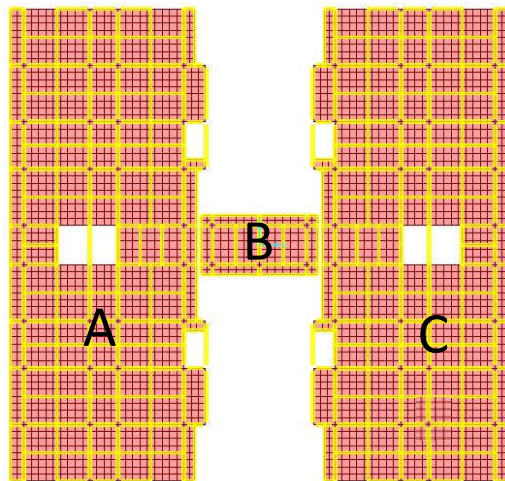
#### **5.2 Data-Data Perencanaan**

Data-data perancangan Gedung Dental Serui adalah sebagai berikut:

Mutu beton ( $f_c'$ )	: 35 Mpa
Mutu baja tulangan ( $f_y$ )	: 390 Mpa
Fungsi bangunan	: Rumah sakit
Jumlah tingkat	: 14 lantai, atap
Tinggi tiap tingkat	: 4,2 m
Tinggi bangunan	: + 63.8 m
Dimensi balok induk	: 50/70 cm
Dimensi balok anak	: 30/50 cm
Dimensi kolom	: 85/85 cm
Kategori desain seismik	: D



Gambar 5. 1 Permodelan 3D Struktur Utama



Gambar 5. 2 Denah Permodelan Dilatasi Gedung Dental Nano

### 5.3 Pembebanan

Pemikul Momen hanya diterima oleh rangka. Pembebanan ini termasuk beban mati dan beban hidup yang terjadi pada struktur.

#### 5.3.1 Beban Mati (DL)

1. Pembebanan gravitasi pada lantai dasar-12
  - Beban Keramik Lantai :  $0,2038 \text{ KN/m}^2$  ( Rosoceramics )
  - Beban Keramik Tangga :  $0,225 \text{ KN/m}^2$  ( Rosoceramics )
  - Spesi :  $0,049 \text{ KN/m}^2$  ( Mortar Utama )
  - Beban Ducting Mekanikal :  $0,1176 \text{ KN/m}^2$  ( PIP Cellduct )
  - Beban Plambing :  $0,073 \text{ KN/m}^2$  ( Seamless )
  - Beban Plafon dan penggantung :  $0,078 \text{ KN/m}^2$  ( Jayaboard )
2. Pembebanan gravitasi pada lantai Atap
  - Beban Keramik :  $0,2038 \text{ KN/m}^2$  ( Rosoceramics )
  - Spesi :  $0,049 \text{ KN/m}^2$  ( Mortar Utama )
  - Beban Ducting Mekanikal :  $0,1176 \text{ KN/m}^2$  ( PIP Cellduct )
  - Beban Plafon dan penggantung :  $0,078 \text{ KN/m}^2$  ( Jayaboard )
3. Beban Atap genteng  
 $0,3724 \text{ KN/m}^2$  ( Genteng Jatiwangi )
4. Beban Pasangan dinding bata ringan  
 Dinding direncanakan menggunakan bata ringan dengan tebal  $12,5 \text{ cm}$  dan tinggi bersih  $= 4,2 \text{ m} - 0,7 \text{ m} = 3,5 \text{ m}$   
 Berat dinding  $12,5 \text{ cm} = 0,735 \text{ KN/m}^2$   
 Berat dinding per meter ditambah spesi dan lain-lain  $15 \%$   
 Berat dinding  $= 0,735 \text{ KN/m} \times 1,15 = 0,85 \text{ KN/mm}^2$   
 Berat dinding bata ringan  $12,5 \text{ cm}$  setinggi  $3,5 \text{ m}$ ,  
 Berat dinding / m  $= 0,85 \times 3,5 \text{ m} = 3 \text{ KN/m}$
5. Beban dinding kaca ( Tinted sunergy glass t.8 mm )  
 Berat volume kaca  $= 25,274 \text{ KN/m}^3$   
 Berat kaca t.8 mm  $= 0,008 \text{ m} \times 25,274 \text{ KN/m}^3 = 0,2$   
 Berat kaca t.8 mm setinggi  $3,5 \text{ m} = 0,7 \text{ KN/m}^2$  ditambah dengan perlengkapan  $25 \text{ persen} = 0,875 \text{ KN/m}^2$
6. Beban Elevator

Terdapat 2 tipe elevator yang nantinya akan dibedakan fungsinya menjadi 2 yaitu elevator pasien dan elevator pengunjung.

Beban reaksi pada elevator pasien adalah  $R1 = 13100 \text{ Kg}$  dan  $R2 = 8850 \text{ Kg}$

Beban reaksi pada elevator pengunjung adalah  $R1 = 6150 \text{ Kg}$  dan  $R2 = 4300 \text{ Kg}$

### 5.3.2 Beban Hidup (LL)

Beban Hidup pada rumah sakit gigi ini menggunakan SNI 1727-2013 tabel 4-1.

1. Pembebanan hidup lantai dasar – 12
 

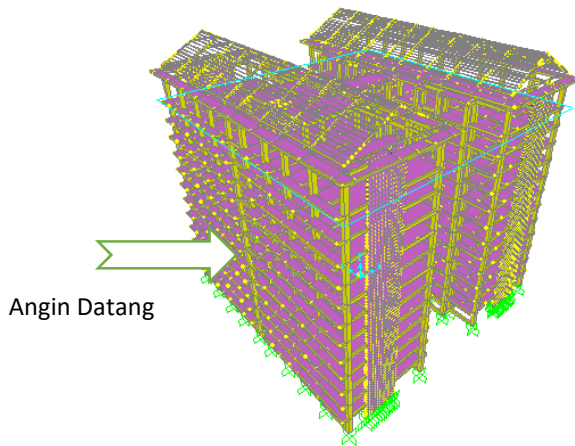
Beban Hidup Rumah Sakit	$= 2,87 \text{ KN/m}^2$
Beban Hidup Koridor	$= 3,83 \text{ KN/m}^2$
Beban Hidup Partisi	$= 0,72 \text{ KN/m}^2$
Total :	
Ruang Rumah Sakit	$= 3,59 \text{ KN/m}^2$
Koridor	$= 3,83 \text{ KN/m}^2$
2. Pembebanan hidup 13, ( Ruang pertemuan )
 

Beban Hidup Atap	$= 4,79 \text{ KN/m}^2$
Pembebanan hidup dek lantai atap	
Beban Hidup dek lantai atap	$= 0,96 \text{ KN/m}^2$
Pembebanan hidup rangka atap	
Beban Hidup Pekerja	$= 0,96 \text{ KN}$

### 5.3.3 Beban Angin (W)

Pada pembebanan angin diambil salah satu contoh kasus dimana angin berhembus ke salah satu sisi gedung. seperti pada gambar berikut :





Gambar 5. 3 Skema pembebanan angin gedung dental nano

Pembebanan angin pada gedung menggunakan SNI 1727-2013 pasal 27 bagian 1 dimana langkah-langkah perencanaan disesuaikan berdasarkan SNI 1727-2013 tabel 27.2-1.

1. Menentukan kategori risiko bangunan gedung atau struktur lain berdasarkan tabel berikut.

Tabel 5. 1 Kategori risiko bangunan dan struktur lainnya

Penggunaan atau Pemanfaatan Fungsi Bangunan Gedung dan Struktur	Kategori Risiko
Bangunan gedung dan struktur lain yang merupakan risiko rendah untuk kehidupan manusia dalam kejadian kegagalan	I
Semua bangunan gedung dan struktur lain kecuali mereka terdaftar dalam Kategori Risiko I, III, dan IV	II
Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan risiko besar bagi kehidupan manusia.	III
Bangunan gedung dan struktur lain, tidak termasuk dalam Kategori Risiko IV, dengan potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi substansial dan/atau gangguan massa dari hari-ke-hari kehidupan sipil pada saat terjadi kegagalan.	IV
Bangunan gedung dan struktur lain tidak termasuk dalam Risiko Kategori IV (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang manufaktur, proses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat seperti bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak) yang mengandung zat beracun atau mudah meledak di mana kuantitas material melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup untuk menimbulkan suatu ancaman kepada publik jika dirilis.	
Bangunan gedung dan struktur lain yang dianggap sebagai fasilitas penting.	
Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan bahaya besar bagi masyarakat.	IV
Bangunan gedung dan struktur lain (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang memproduksi, memproses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat berbahaya seperti bahan bakar, bahan kimia berbahaya, atau limbah berbahaya) yang berisi jumlah yang cukup dari zat yang sangat beracun di mana kuantitas melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup menimbulkan ancaman bagi masyarakat jika dirilis*.	
Bangunan gedung dan struktur lain yang diperlukan untuk mempertahankan fungsi dari Kategori Risiko IV struktur lainnya.	

Catatan:

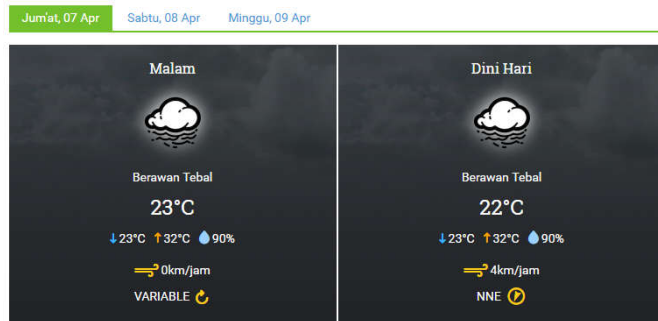
\*Jenis bangunan sesuai dengan Tabel 1 SNI 1726

\*Bangunan gedung dan struktur lain yang mengandung racun, zat yang sangat beracun, atau bahan peledak harus memenuhi syarat untuk klasifikasi terhadap Kategori Risiko lebih rendah jika memuaskn pihak yang berwenang dengan suatu penilaian bahaya seperti dijelaskan dalam Pasal 1.5.3 bahwa pelepasan zat sepadan dengan risiko yang terkait dengan Kategori Risiko.

Berdasarkan catatan dari tabel tersebut, jenis bangunan dapat disesuaikan dengan tabel 1 SNI 1726-2012 dimana bangunan adalah rumah sakit dan dikategorikan sebagai kategori risiko IV.

## 2. Menentukan kecepatan angin dasar

## Serui (Kab. Kep Yapen)

Gambar 5. 4 kecepatan angin pada [www.bmkg.go.id](http://www.bmkg.go.id)

Berdasarkan data dari [www.bmkg.go.id](http://www.bmkg.go.id) yang diambil pada tanggal 7 april, kecepatan angin yang terjadi di serui adalah 4 km/jam. Namun BMKG pernah melaporkan cuaca yang ekstrim di serui pada tanggal 10 januari 2017 dimana kecepatan angin saat itu mencapai 70 km/jam. Maka untuk perencanaan, digunakan kecepatan angin saat kondisi ekstrim yaitu 70 km/jam.

$$V = 70 \text{ km/jam} = 43,496 \text{ mil/jam} = 19,44 \text{ m/s}$$

### 3. Menentukan parameter beban angin

#### a. Faktor arah angin ( $K_d$ )

Berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 26.6 faktor arah angin ditentukan dari tabel 26.6-1 SNI 1727-2013.

Tabel 5. 2 Faktor Arah Angin,  $K_d$ 

Tipe Struktur	Faktor Arah Angin $K_d^*$
Bangunan Gedung	
Sistem Penahan Beban Angin Utama	0,85
Komponen dan Klading Bangunan Gedung	0,85
Atap Lengkung	0,85
Cerobong asap, Tangki, dan Struktur yang sama	
Segi empat	0,90
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame pejal berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85
Rangka batang menara	
Segi tiga, segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95

\* Faktor arah  $K_d$  telah dikalibrasi dengan kombinasi beban yang ditetapkan dalam Pasal 2. Faktor ini hanya diterapkan bila digunakan sesuai dengan kombinasi beban yang disyaratkan dalam Pasal 2.3 dan Pasal 2.4.

Nilai faktor arah angin ( $K_d$ ) yang diambil adalah 0,85.

#### b. Katergori Eksposur

Untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur lawan angin didasarkan pada kekasaran tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi, dan fasilitas dibangun. Berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 26.7, gedung direncanakan untuk kategori eksposur B karena berada pada daerah perkotaan.

#### c. Faktor Topografi ( $K_{zt}$ )

Faktor Topografi diperlukan untuk memperhitungkan peningkatan kecepatan angin pada bukit, bukit memnjang dan tebing yang curang dimana nilai dari faktor topografi :

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

Dimana :

$K_1$  = Faktor untuk memperhitungkan bentuk fitur topografis dan pengaruh peningkatan kecepatan maksimum

$K_2$  = Faktor untuk memperhitungkan reduksi dalam peningkatan kecepatan sehubungan dengan jarak ke sisi angin datang atau ke sisi angin pergi dari puncak

$K_3$  = Faktor untuk memperhitungkan reduksi dalam

peningkatan kecepatan sehubungan dengan ketinggian  
di atas elevasi kawasan setempat

Gedung Dental Nano ini tidak didesain di bukit ataupun ditebingoleh karena itu berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 26.8.2. Nilai  $K_{zt}$  diambil = 1.

d. Faktor Efek Tiupan Angin, (G)

Faktor efek tiupan angin diambil dengan memperhitungkan frekuensi alami dari gedung yang ditinjau untuk mengklasifikasikan apakah gedung tersebut kaku atau fleksibel. Berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 26.2 Gedung dianggap kaku bila frekuensinya lebih dari 1 Hz. Berdasarkan analisis program bantu SAP2000 didapatkan frekuensi ( $n_1$ ) dari gedung yang ditinjau adalah 0,745 Hz. Untuk itu perhitungan Faktor Efek Tiupan Angin mengikuti SNI 1727-2013 pasal 26.9.5 dimana nilai G adalah :

$$G = 0,925 \left( \frac{1 + 1,7I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R}}{1 + 1,7g_v I_z} \right)$$

Dimana,

$$I_z = c \left( \frac{10}{z} \right)^{1/6} = 0,3 \left( \frac{10}{9,14} \right)^{1/6} = 0,3$$

$$\begin{aligned} g_R &= \sqrt{2 \ln(3600 \cdot n_1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(3600 \cdot n_1)}} \\ &= \sqrt{2 \ln(3600 \cdot 0,745)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(3600 \cdot 0,745)}} \\ &= 4,12 \end{aligned}$$

$$g_Q = g_v = 3,4$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0,53 + 0,47 R_L)}$$

$$R_n = \frac{7,47 N_1}{(1 + 10,3 \cdot N_1)^{5/3}}$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{V_z}$$

Dimana konstanta eksposur yang diambil berdasarkan SNI 1727-2013 tabel 26.9-1

Tabel 5. 3 Konstanta Eksposur Daratan

Dalam metrik										
Eksposur	$\alpha$	$Z_0$ (ft)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$c$	$\bar{\ell}$ (ft)	$\bar{e}$	$Z_{min}$ (m)*
B	7,0	365,76	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	97,54	1/3,0	9,14
C	9,5	274,32	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	152,4	1/5,0	4,57
D	11,5	213,36	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	198,12	1/8,0	2,13

\*  $Z_{min}$  = tinggi minimum yang dapat menjamin tinggi ekuivalen  $Z$  yang lebih besar dari 0,8h atau  $Z_{min}$ .

Untuk bangunan gedung dengan  $h \leq Z_{min}$ ,  $\bar{Z}$  harus diambil sebesar  $Z_{min}$ .

$$L_z = l \left( \frac{\bar{Z}}{10} \right)^{\bar{e}} = 97,54 \left( \frac{9,14}{10} \right)^{1/3} = 94,66 \text{ m}$$

$$V = 70 \text{ km/jam} = 43,496 \text{ mil/jam}$$

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left( \frac{\bar{Z}}{10} \right)^{\bar{\alpha}} V = 0,45 \left( \frac{9,14}{10} \right)^{1/4} 43,496$$

$$= 19,14 \text{ mil/jam}$$

$$N1 = \frac{0,745 \cdot 94,66}{43,496} = 1,62 \text{ Hz}$$

$$R_n = \frac{7,47 \cdot 1,62}{(1+10 \cdot 3,1,62)^{5/3}} = 0,1$$

$$R_v = R_h = \text{atur } \eta = 4,6 \cdot n_1 h / \bar{V}_z = 4,6 \cdot 0,745 \cdot 63,8 / 19,14$$

$$= 11,423 > 0 \text{ Maka,}$$

$$R_v = R_h = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) = \frac{1}{11,423} - \frac{1}{2 \cdot 11,423^2} (1 - e^{-2 \cdot 11,423})$$

$$= 0,084$$

$$R_v = R_B = \text{atur } \eta = 4,6 \cdot n_1 B / \bar{V}_z = 4,6 \cdot 0,745 \cdot 60,2 / 19,14$$

$$= 10,78 > 0 \text{ Maka,}$$

$$R_v = R_B = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) = \frac{1}{10,78} - \frac{1}{2 \cdot 10,78^2} (1 - e^{-2 \cdot 10,78})$$

$$= 0,0885$$

$$R_v = R_L = \text{atur } \eta = 4,6 \cdot n_1 L / \bar{V}_z = 4,6 \cdot 0,745 \cdot 20,4 / 19,14$$

$$= 3,653 > 0 \text{ Maka,}$$

$$R_v = R_L = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) = \frac{1}{3,653} - \frac{1}{2 \cdot 3,653^2} (1 - e^{-2 \cdot 3,653})$$

$$= 0,236$$

Maka nilai faktor respons resonan adalah

$$R = \sqrt{\frac{1}{0,02} 0,1 \cdot 0,084 \cdot 0,0885 \cdot (0,53 + 0,47 \cdot 0,236)}$$

$$= 0,154$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 \left( \frac{B+h}{L_z} \right)^{0,63}}}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 \left( \frac{60,2 + 63,8}{9,466} \right)^{0,63}}} = 0,76$$

Faktor efek tiupan angin (G) adalah :

$$\begin{aligned} G &= 0,925 \left( \frac{1 + 1,7 I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R}}{1 + 1,7 g_v I_z} \right) \\ &= 0,925 \left( \frac{1 + 1,7 \cdot 0,3 \sqrt{3,4^2 0,76^2 + 4,12^2 0,154}}{1 + 1,7 \cdot 3,4 \cdot 0,3} \right) \\ &= 0,864 \end{aligned}$$

f. Klasifikasi ketertutupan

Bangunan diklasifikasikan sebagai bangunan tertutup.

g. Koefisien tekanan internal (GCpi)

Koefisien tekanan internal harus ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 tabel 26.11-1 seperti berikut.

Tabel 5. 4 Koefisien Tekanan Internal

Klasifikasi Ketertutupan	( $GC_{pi}$ )
Bangunan gedung terbuka	0,00
Bangunan gedung tertutup sebagian	+ 0,55 - 0,55
Bangunan gedung tertutup	+ 0,18 - 0,18

Dari tabel diatas didapatkan untuk bangunan tertutup adalah 0,18 dimana tanda negatif dan positif menandakan tekanan yang bekerja menuju dan menjauhi dari permukaan internal.

4. Menentukan Koefisien eksposur tekanan velositas,  $K_z$  atau  $K_h$   
Berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 27.3, nilai Koefisien eksposur tekanan velositas adalah :

$$K_z = 2,01(z/z_g)^{2/\alpha}$$

Dimana nilai  $z_g = 365,76$  m dan  $\alpha = 7$  yang diambil berdasarkan SNI 1727-2013 tabel 26.9-1

$$K_z = 2,01(z/z_g)^{2/\alpha} = 2,01(63,8/365,76)^{2/7} \\ = 1,22$$

5. Menentukan Tekanan Velositas (  $q$  atau  $q_h$  )

Nilai tekanan velositas berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 27.3.2 adalah :

$$q_h = q_z = 0,613.K_z.K_{zt}.K_d.V \\ = 0,613.1,22 \cdot 1.0,85.19,44 \\ = 12,36 \text{ N/m}^2$$

Berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 27.1.5, beban angin pada dinding tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh lebih kecil dari  $0,77 \text{ KN/m}^2$  dikalikan luas dinding bangunan gedung dan  $0,38$



KN/m<sup>2</sup> dikalikan luas atap bangunan gedung yang terproyeksi pada bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin yang diasumsikan.

$$q = 12,36 \text{ N/mm}^2 = 0,01236 \text{ KN/mm}^2$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Pada Dinding : } q & > & 0,77 \text{ kN/mm}^2 \\ & 0,01236 \text{ KN/mm}^2 & < 0,77 \text{ kN/mm}^2 \end{array}$$

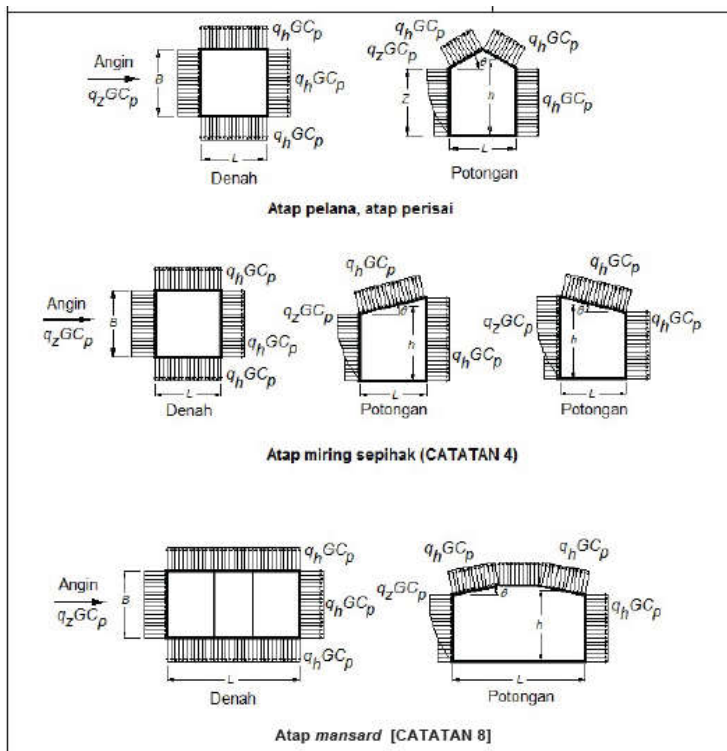
Pada dinding digunakan beban 0,77 kN/mm<sup>2</sup>

$$\begin{array}{lcl} \text{Pada Atap : } q & > & 0,38 \text{ kN/mm}^2 \\ & 0,01236 \text{ KN/mm}^2 & < 0,38 \text{ kN/mm}^2 \end{array}$$

Pada atap digunakan beban 0,38 kN/mm<sup>2</sup>

#### 6. Menentukan Koefisien Tekanan Eksternal ( $C_p$ )

karena gedung diklasifikasikan sebagai gedung tertutup dan atap berbentuk perisai. Maka nilai koefisien tekanan eksternal diambil berdasarkan SNI 1727-2013 Gambar 27.4-1 dan tabel berikut :



Gambar 5. 5 koefisien tekanan dinding

Tabel 5. 5 Koefisien tekanan dinding

Koefisien tekanan dinding, $C_p$			
Permukaan	L/B	$C_p$	Digunakan dengan
Dinding di sisi angin datang	Seluruh nilai	0,8	$q_z$
	0 - 1	- 0,5	
	2	- 0,3	
Dinding di sisi angin pergi	$\geq 4$	- 0,2	$q_h$
	Seluruh nilai	- 0,7	

$B = 60,2 \text{ m}$

$L = 20,4 \text{ m}$

Nilai  $L/B = 0,34$  ( kategori 0-1)

Maka untuk dinding sisi angin datang, nilai  $C_p$  diambil 0,8

Dinding sisi angin pergi ,  $C_p = -0,5$

Dinding Tepi  $C_p = -0,7$

Tabel 5. 6 Koefisien tekanan atap

Koefisien tekanan atap, $C_p$ , untuk digunakan dengan $q_h$												
Arah angin	Di sisi angin datang								Di sisi angin pergi			
	$h/L$	Sudut, $\theta$ (derajat)								Sudut, $\theta$ (derajat)		
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	$\geq 20$
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7 -0,18	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,3	-0,2 0,3	0,0* 0,4	0,4	0,01 $\theta$	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9 -0,18	-0,7 -0,18	-0,4 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	-0,2 0,3	0,0 0,4	0,01 $\theta$	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-1,3** -0,18	-1,0 -0,18	-0,7 -0,18	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	0,0 0,4	0,01 $\theta$	-0,7	-0,6	-0,6
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta < 10^\circ$ sejajar bubungan untuk semua $\theta$	$\leq 0,5$	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang				$C_p$		* Nilai disediakan untuk keperluan interpolasi.				
		0 sampai dengan $h/2$				-0,9, -0,18		** Nilai dapat direduksi secara linier dengan luas yang sesuai berikut ini:				
		$h/2$ sampai dengan $h$				-0,9, -0,18						
		$h$ sampai dengan $2h$				-0,5, -0,18						
		$> 2h$				-0,3, -0,18						
	$\geq 1,0$	0 sampai dengan $h/2$				-1,3**, -0,18		Luas ( $R^2$ )		Faktor reduksi		
		$> h/2$				-0,7, -0,18		$\leq 100$ (9,3 $m^2$ )		1,0		
								250 (23,2 $m^2$ )		0,9		
								$\geq 1000$ (92,9 $m^2$ )		0,8		

$h = 5,7 \text{ m}$

$L = 20,4 \text{ m}$

Nilai  $h/L = 0,26 < 1$ , sudut kemiringan atap =  $30^\circ > 10^\circ$

Maka untuk atap sisi angin datang, nilai  $C_p$  diambil 0,2 dan -0,3

Atap sisi angin pergi,  $C_p = -0,6$

## 7. Tekanan angin (p) pada permukaan gedung

Berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 26.2 Gedung dianggap kaku bila frekuensinya lebih dari 1 Hz. Berdasarkan analisis program bantu SAP2000 didapatkan frekuensi ( $n_1$ ) dari gedung yang ditinjau adalah  $0,745 \text{ Hz} < 1 \text{ Hz}$ . Untuk itu tekanan angin dihitung berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 27.4.2 yaitu :

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi})$$

Pada dinding, diambil satu kasus dimana angin mendekati dinding (sisi angin datang) dengan nilai  $C_p = 0,8$  dan nilai  $GC_{pi} = -0,18$

$$\begin{aligned} p_{\text{dinding}} &= 0,77 \times 0,8 \times 0,864 - 0,01236 \times (0,18) \\ &= 0,53 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Pada atap, saat angin mendekati atap (angin tekan)  $C_p = 0,3$  dan nilai  $GC_{pi} = 0,18$

$$p_{\text{atap}} = 0,38 \times (0,3) \times 0,864 - 0,01236 \times (0,18)$$

$$= 0,0963 \text{ KN/m}^2$$

Pada atap, saat angin menjauhi atap (angin hisap)  $C_p = -0,2$  dan nilai  $GC_{pi} = -0,18$

$$p_{\text{atap}} = 0,38 \times (-0,2) \times 0,864 - 0,01236 \times (-0,18) \\ = 0,063 \text{ KN/m}^2$$

### 5.3.4 Analisa Beban Gempa

Analisa pembebanan gempa pada gedung ini mengacu pada SNI 1726-2012 dengan tinjauan lokasi gempa pada daerah Serui, Papua. Adapun langkah-langaknya yaitu:

1. Menetapkan kategori risiko bangunan berdasarkan SNI 1726-2012 Tabel 1. Untuk gedung yang direncanakan pada tugas akhir ini kategori resiko adalah IV.
2. Menentukan faktor keutamaan gempa berdasarkan tabel 5.7.

Tabel 5. 7 Faktor keutamaan gempa untuk rumah sakit

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )
I	1,00
II	1,00
III	1,25
IV	1,50

### 3. Analisa data N-SPT

Tabel 5. 8 Analisa Hasil Data Tanah Borlog

lapisan ke $i$	tebal lapisan ( $d_i$ )	deskripsi jenis tanah	nilai N-SPT
1	2	Pasir	27
2	3.5	Lanau berpasir berkerikil	26
3	3.5	pasir berkerikil berlanau	20
4	8	lanau berpasir halus	24.8
5	7	lanau berlempung berpasir halus	25
6	6	lanau berpasir halus berkerikil	50
$\Sigma$	30		172.8

$$\sum_{i=1}^n d_i = d_1 + d_2 + d_3 = \quad 30$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i} = \frac{d_1}{N_1} + \frac{d_2}{N_2} + \frac{d_3}{N_3} = \quad 1.106270$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = \quad 27.118$$

Keterangan :

$i$  : Lampiran tanah ke- $i$

$N_i$  : Tahanan penetrasi standart (pukulan)

$d_i$  : Tebal lapisan atau kedalaman lapisan tanah ( $m^1$ )

4. Menentukan klasifikasi situs berdasarkan tabel 5.6.

Berdasarkan hasil analisa data tanah, maka didapat klasifikasi situs tanah sebagai berikut :

Tabel 5. 9 Klasifikasi situs serui

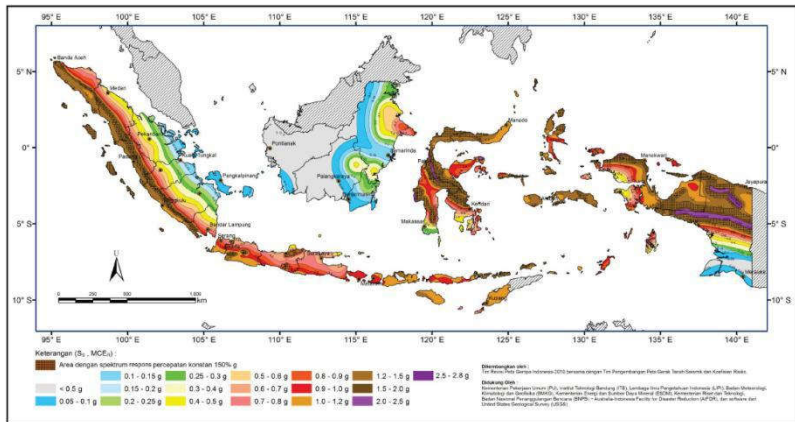
Kelas Situs	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	$\geq 100$ kN/m <sup>2</sup>
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m <sup>2</sup>
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m <sup>2</sup>
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: Indeks plastisitas, $PI > 20$		

	Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25 \text{ kPa}$
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnaah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3 \text{ m}$ )
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5 \text{ m}$ dengan $PI > 75$ Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35 \text{ m}$ dengan $\bar{s}_u < 50 \text{ kPa}$

Maka tanah diklasifikasikan sebagai tanah sedang

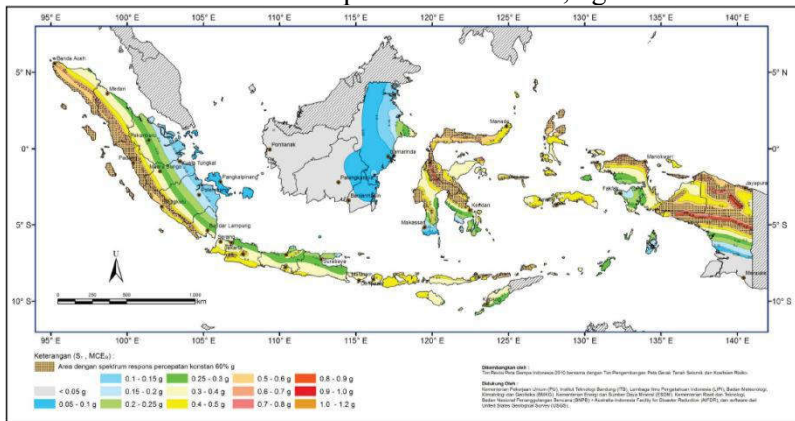
- Menentukan parameter percepatan gempa terpetakan ( $S_s$  dan  $S_I$ ) berdasarkan Peta Gempa Hazard Indonesia untuk gempa rencana 2500 tahun (2% dalam 50 tahun).

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 5.6 dan Gambar 6.7



Gambar 5. 6 Peta untuk menentukan harga Ss

Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SD. Dari gambar 4.22 untuk daerah Serui didapatkan nilai  $S_s = 1,5$  g.



Gambar 5. 7 Peta untuk menentukan harga S1

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan.

respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SB. Dari gambar untuk wilayah Serui  $S_1 = 0,6$  g.

6. Menentukan koefisien situs ( $F_a$  dan  $F_v$ ) berdasarkan Tabel 5.7 dan Tabel 5.9.

Untuk nilai  $F_a$  (koefisien situs untuk periode 0,2 detik) dan  $F_v$  (koefisien situs untuk periode 1 detik) yang didapat dari Tabel 5.10 dan Tabel 5.11.

Tabel 5. 10 Koefisien Situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Tabel 5. 11 Koefisien Situs  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

7. Menghitung parameter percepatan desain spektral

Menghitung parameter percepatan desain spektral dengan Persamaan (5-3) dan (5-4) (SNI 03-1726-2012 pasal 6.2 dan pasal 6.3). Dengan terlebih dahulu melakukan perhitungan untuk nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{MI}$  sebagai berikut :

Dari data diatas diperoleh data-data sebagai berikut :

$$S_s = 1,5$$



$$\begin{aligned}
S_1 &= 0,6 \\
F_a &= 1 \\
F_v &= 1,5 \\
S_{MS} &= F_a \times S_s \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pers. 6.2-1}) \\
&= 1 \times 1,5 \\
&= 1,5 \text{ g} \\
S_{M1} &= F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pers. 6.2-2}) \\
&= 1,5 \times 0,6 \\
&= 0,9 \text{ g}
\end{aligned}$$

Parameter Percepatan Respons Spektral

$$\begin{aligned}
S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} 1,5g = 1 \text{ g} \\
S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} 0,9g = 0,6 \text{ g}
\end{aligned}$$

Batasan Periode

$$\begin{aligned}
T_0 &= 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,6}{1} = 0,12 \text{ detik} \\
T_s &= \frac{0,6}{1} = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,6 \text{ detik}
\end{aligned}$$

Respon Spektrum Percepatan Desain saat  $T < T_0$

$$S_a = 1 \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$\text{Asumsi, } T = 0, S_a = 1 \left( 0,4 + 0,6 \frac{0}{0,12} \right) = 0,4 \text{ g}$$

Respon Spektrum Percepatan Desain saat  $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} = 1 \text{ g}$$

Respon Spektrum Saat Desain saat  $T \geq T_s$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Karena  $T_s = 0,6$  detik, misalnya  $T$  yang diambil  $0,6$  detik. Maka :

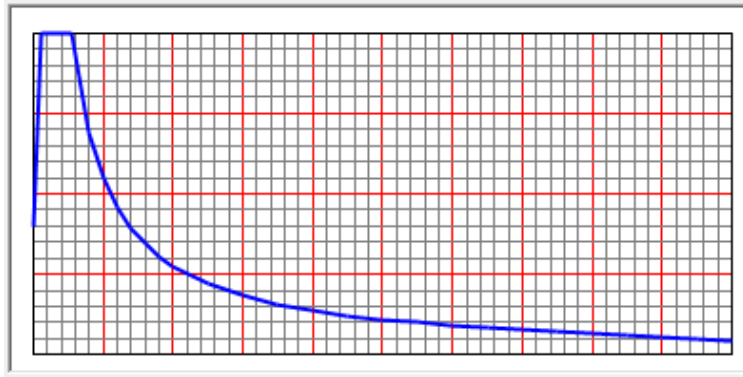
$$S_a = \frac{0,6}{0,6} = 1 \text{ g}$$

Selanjutnya ditabelkan

T (detik)	Sa (g)
0	0.400

0.120	1.000
0.600	1.000
0.700	0.857
0.800	0.750
0.900	0.667
1.000	0.600
1.100	0.545
1.200	0.500
1.300	0.462
1.400	0.429
1.500	0.400
1.600	0.375
1.700	0.353
1.800	0.333
1.900	0.316
2.000	0.300
2.100	0.286
2.200	0.273
2.300	0.261
2.400	0.250
2.500	0.240
2.600	0.231
2.700	0.222
2.800	0.214
2.900	0.207
3.000	0.200
3.100	0.194
3.200	0.188
3.300	0.182
3.400	0.176

3.500	0.171
4	0.150



Gambar 5. 8 Grafik respons spektrum daerah serui

Nilai respons spectrum tersebut harus diskalakan dengan faktor skala yang nilainya =  $g \times I_e / R$

Dimana

$g$  = percepatan gravitasi (  $9,81 \text{ m/s}^2$  )

$I_e$  = Faktor Keutamaan Gempa (  $1,5$  )

$R$  = Koefisien Modifikasi Respons (  $7$  )

#### 5.3.4.2 Menentukan Kategori Desain Seismik

Bangunan ini direncanakan akan dibangun di daerah kota Serui yang mempunyai parameter kecepatan respon spektral pada periode 1 detik, redaman 5 persen sebesar  $S_{DS} = 1$  dan parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh situs  $S_{D1} = 0,6$ .

Tabel 5. 12 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 5. 13 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Berdasarkan tabel 5.12 dan tabel 5.13 maka didapat kategori kota Serui mempunyai kategori resiko D. Sistem yang dipilih harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726 2012 didapatkan bahwa kriteria desain yang tepat sesuai dengan kategori desain seismik yang ada adalah Sistem Rangka Pemikul momen atau sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan dengan dinding geser beton bertulang khusus yang mampu menahan 75 persen gaya gempa yang ditetapkan.

### 5.3.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari

aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*).

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI 1726-2012 bangunan tahan gempa sebagai berikut:

$$1 = 1,4D$$

$$2 = 1,2D + 1,6L + 0,5Lr$$

$$3 = 1,2D + 1,6Lr + 0,5W$$

$$4 = 1,2D + 1,0W + L + 0,5Lr$$

$$5 = 1,2D + 1,0E + L$$

$$6 = 0,9D + 1,0W$$

$$7 = 0,9D + 1,0E$$

dimana,

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

W = beban angin

Lr = beban hidup atap

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.4.2 pengaruh beban gempa E harus ditentukan sesuai dengan ketentuan berikut :

- a. Untuk penggunaan dalam kombinasi 5

$$E = E_h + E_v$$

Keterangan :

$$E_h = \rho Q_E \text{ dan } E_v = 0,2S_{DS}D$$

$$\text{sehingga : } E = \rho Q_E + 0,2S_{DS}D$$

- b. Untuk penggunaan dalam kombinasi 8

$$E = E_h - E_v$$

Keterangan :

$$E_h = P Q_E \text{ dan } E_v = 0,2S_{DS}D$$

$$\text{sehingga : } E = \rho Q_E - 0,2S_{DS}D$$

Keterangan :

Eh : Pengaruh beban gempa horizontal

Ev : Pengaruh beban gempa vertical

$\rho$  : Faktor Redundansi

QE : Pengaruh gaya gempa

SDS : Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek yang diperoleh

D : Pengaruh beban mati

Berdasarkan SNI 1726 – 2012 pasal 7.3.4.2 pada pengaruh beban gempa horizontal digunakan faktor redundansi,  $\rho$ , sebesar 1,3 (Kategori Desain Seismik D) dan SDS yang didapat sebesar 1. Sehingga :

- Pengaruh beban gempa untuk kombinasi 5

$$E = 1,3 QE + 0,2 \times 1 \times D + 1,2 D + 1L$$

$$= 1,3 QE + 1,4 D + 1 L$$

- Pengaruh beban gempa untuk kombinasi 7

$$E = 1,3 QE - 0,2 \times 1 \times D \quad 0,9D = 1,3 QE + 0,7 D$$

Berdasarkan ketentuan ini, kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

$$1 = 1,4D$$

$$2 = 1,2D + 1,6L + 0,5Lr$$

$$3 = 1,2D + 1,6 Lr + 0,5W$$

$$4 = 1,2D + 1,0W + L + 0,5Lr$$

$$5a. = 1,4D + 1,3E_X + L$$

$$5b. = 1,4D + 1,3E_X + L$$

$$6 = 0,9D + 1,0W$$

$$7a. = 0,7D + 1,3E_X$$

$$7b. = 0,7D + 1,3E_Y$$

## 5.4 Kontrol Open Frame

Gedung Dental Nano dilatasi menjadi 3 gedung. Struktur eksisting dari gedung yang ditinjau adalah Struktur Rangka Pemikul Momen (SRPMK) dan berlokasi di Kota Malang. Karena gedung akan direncanakan dan dimodifikasi dengan adanya tambahan jumlah lantai serta pemindahan lokasi gedung di kota

serui. Maka perlu dilakukan kontrol open frame untuk meninjau apakah sistem struktur yang disediakan sudah memenuhi. Kontrol open frame yang ditinjau adalah kontrol periode fundamental struktur dan Kontrol simpangan :

a. Menentukan kategori

Berdasarkan tabel 3.10 atau SNI 1726 : 2012 pasal 7.2.2 tabel 9 didapat nilai parameter struktur bangunan untuk sistem rangka pemikul momen khusus adalah :

$$\begin{aligned} g &= 9,81 \text{ m/s}^2 \text{ ( percepatan gravitasi )} \\ I_e &= 1,5 \text{ ( Faktor Keutamaan Gempa )} \\ R &= 8 \text{ ( Koefisien Modifikasi Respons SRPMK )} \end{aligned}$$

b. Faktor skala gaya

Faktor skala gaya gempa diambil dari persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Faktor Pembebanan} &= \frac{I}{R} \cdot g & (6.1) \\ &= \frac{1,5}{8} \cdot 9,81 \\ &= 1,84 \end{aligned}$$

Faktor beban tersebut adalah untuk arah gempa yang ditinjau sedangkan arah yang tegak lurus dari peninjauan gempa tersebut akan dikenakan gempa sebesar 30% dari arah gempa yang ditinjau sehingga faktor skala gaya pada arah tegak lurus gempa yang ditinjau adalah  $0,3 \times 1,84 = 0,552$

### 5.4.1 Kontrol Periode Fundamental

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari:

$$T = C_t x h_n^x$$

Dimana Koefisien  $C_t$  dan  $x$  ditentukan dari Tabel 6.5 SNI 03-1726-2012.

Tabel 5.13 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$  untuk SRPM

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilindungi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

Tabel 5. 14 Koefisien untuk Batas Atas dari Periode yang di hitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Batas bawah periode fundamental struktur

$$T_a = 0,0466 (57,45 \text{ m})^{0,9} = 1,785 \text{ s}$$

Dengan  $S_{D1} = 0,56$  maka didapatkan koefisien  $C_u = 1,4$

Batas atas periode fundamental struktur

$$T_a \times C_u$$

$$T_a = 1,785 \text{ s} \times 1,4 = 2,4996 \text{ s}$$

Dari hasil analisis program bantu SAP2000. Periode struktur setiap gedung adalah :

$$\text{Gedung A, } T_{SA} = 2.0748 \text{ s}$$

$$\text{Gedung B, } T_{SB} = 1.7813 \text{ s}$$

$$\text{Gedung C, } T_{SC} = 2.0546 \text{ s}$$

Persyaratan periode fundamental struktur

Jika  $T_c > C_u \times T_a$  , maka digunakan  $T = C_u \times T_a$

Jika  $C_u \times T_a > T_c > T_a$  , maka digunakan  $T = T_c$

Jika  $T_c > T_a$  , maka digunakan  $T = T_a$



Tabel 5. 15 Periode struktur SRPMK

Gedung	Sistem Struktur	Tinggi struktur (m)	Ta (s)	Cu x Ta (s)	Tc (s)	Kondisi periode struktur
A	SRPMK	57.45	1.785	2.4996	2.0748	$Cu \times Ta > Tc > Ta$
B	SRPMK	55.75	1.738	2.4330	1.7813	$Cu \times Ta > Tc > Ta$
B	SRPMK	57.45	1.785	2.4996	2.0546	$Cu \times Ta > Tc > Ta$

### 5.4.2 Kontrol Base Reaction

Kontrol base reaction ini sebagai kontrol apakah input respons spektrum pada program bantu SAP2000 sudah sesuai SNI 1726 – 2012. Berdasarkan SNI 1726-2-12 pasal 7.9.4, nilai akhir V dinamik (base shear) harus lebih besar sama dengan 85 % V statik. Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan  $V \text{ dinamik} \geq 0,85 V \text{ statik}$ .

$$V = C_s \cdot W = V_{\text{statik}}$$

Dimana :

$C_s$  = Koefisien respons seismik

$W$  = Berat seismik efektif ( Base Reaction )



The screenshot shows the 'Base Reactions' window in SAP2000. The 'Units' are set to 'As Noted'. The 'Filter' is empty. The table below shows the results for the 'D + L' output case, which is a 'Combination' type. The values are: GlobalFX = 1.384E-08 KN, GlobalFY = -5.166E-09 KN, GlobalFZ = 540121.373 KN, GlobalMX = 5595.089 KN-m, and GlobalMY = 3 KN-m.

	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m
▶	D + L	Combination	1.384E-08	-5.166E-09	540121.373	5595.089	3

Dari output SAP2000 didapatkan berat seismik efektif dari base reaction 1 D + 1 L = 540.121,373 KN

Koefisien seismik,  $C_s$ , dihitung berdasarkan SNI 1726 – 2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} = \frac{1}{1,5} = 0,1875 \quad \text{Pers.... 22}$$

Keterangan :

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

$R$  = faktor modifikasi respons

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan persamaan 22 tidak perlu melebihi berikut ini.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \frac{R}{I_e}} = \frac{0,55}{2,07478 \frac{8}{1,5}} = 0,05$$

dan  $C_s$  tidak kurang dari  $0,044 S_{DS} I_e$  :

$$C_s = 0,044 \times 1 \times 1,5 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 1 \times 1,5 = 0,066 > 0,01$$

Maka, digunakan  $C_s = 0,066$

$$V_{static} = C_s \cdot W = 0,066 \times 540.121,373 \text{ KN} \\ = 35.648 \text{ KN}$$

$$0,85 \cdot V_{static} = 0,85 \times 35.648 \text{ KN} = 30.300,8 \text{ KN}$$



Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options						
Units: As Noted						Bas
Filter:						
	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
►	RS X	LinRespSpec	Max	20657.8	6996.671	23.555
	RS Y	LinRespSpec	Max	6347.18	23151.088	25.704

Dari hasil analisa SAP2000 sebesar 20.657,8 KN untuk arah X dan 23.151,088 KN untuk arah Y.

$$V_{baseshear_x} \geq 0,85 \cdot V_{static} \rightarrow 20.657,8 \text{ KN} < 30.300,8 \text{ KN}$$

$$V_{baseshear_y} \geq 0,85 \cdot V_{static} \rightarrow 23.151,088 \text{ KN} < 30.300,8 \text{ KN}$$


$V_{baseshear}$  untuk arah X dan arah Y belum memenuhi persyaratan, maka diperlukan faktor perbesaran gempa sebesar :

Arah X

$$\frac{0,85 \cdot V_{static}}{V_{baseshear_x}} = \frac{30.300,8 \text{ KN}}{20.657,8 \text{ KN}} = 1,47 \text{ (arah x)}$$

Arah Y

$$\frac{0,85.V_{\text{statik}}}{V_{\text{baseshear Y}}} = \frac{30.300,8 \text{ KN}}{23.151,088 \text{ KN}} = 1,31 \text{ (arah Y)}$$

 **Base Reactions**

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	G
►	RS X	LinRespSpec	Max	30366.967	10286.025	34.626	32
	RS Y	LinRespSpec	Max	8315.524	30327.926	33.672	97

Setelah dilakukan perbesaran gempa arah Y dan arah X didapatkan nilai V base shear arah X = 30.366,967 KN dan pada arah Y = 31.327,926 KN.

$$V_{\text{baseshear}_x} \geq 0,85.V_{\text{statik}} \rightarrow 30.366,967 \text{ KN} > 30.300,8 \text{ KN}$$

$$V_{\text{baseshear}_y} \geq 0,85.V_{\text{statik}} \rightarrow 31.327,926 \text{ KN} > 30.300,8 \text{ KN}$$

### 5.4.3 Kontrol Simpangan antar Lantai

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Untuk mengetahui besarnya simpangan antar tingkat perlu dicari terlebih dahulu nilai perpindahan elastis,  $\delta_{xe}$ , dari analisis struktur. Setelah itu nilai  $\delta_{xe}$ , dikalikan dengan faktor pembesar  $C_d/I_e$  seperti persamaan 3-23. setelah itu dapat diketahui besarnya simpangan antar tingkat yang merupakan selisih nilai perpindahan elasis yang diperbesar pada suatu tingkat dengan nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada tingkat dibawahnya. Nilai simpangan ini selanjutnya dikontrol terhadap batas simpangan berdasarkan SNI 1726-2012 tabel 16 sebesar  $0,01 h_{sx}$ .

Berdasarkan SNI 1726 – 2012 kontrol drift harus ditentukan berdasarkan persamaan 34 pada SNI 1726-2012 pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{Cd \cdot \delta_{xe}}{Ie}$$

Keterangan :

Cd = Faktor pembesaran defleksi ( 5,5)

$\delta_{xe}$  = Defleksi pada lantai x yang ditentukan dengan analisis elastis.

Ie = Faktor keutamaan ( 1,5 )

$\Delta a$  = 0,010  $h_{sx}$

$\rho$  = Faktor Redundasi (1) SNI 2847-2013 pasal 7.3.4.1

### Analisa Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X

Tabel 5. 16 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung A

Lantai	hi (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Kondisi
Lantai 14	1700	119.48	438.087	5.442	17	13.077	OK
Lantai 13	4800	117.99	432.644	9.688	48	36.923	OK
Lantai 12	4200	112.49	422.956	21.049	42	32.308	OK
Lantai 11	4200	106.89	401.908	24.933	42	32.308	OK
Lantai 10	4200	100.26	376.975	28.681	42	32.308	OK
Lantai 9	4200	92.631	348.294	31.978	42	32.308	OK
Lantai 8	4200	84.126	316.316	34.950	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 7	4200	74.831	281.365	37.688	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 6	4200	64.808	243.678	40.188	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 5	4200	54.12	203.490	42.414	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 4	4200	42.839	161.076	44.267	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 3	4200	31.066	116.809	45.123	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 2	4200	19.065	71.685	42.664	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 1	4750	7.7184	29.021	29.021	47.5	36.538	OK

Tabel 5. 17 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung B

Lantai	hi (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Kondisi
Lantai 13	4800	76.819	281.669	13.816	48	36.9231	OK

Lantai 12	4200	73.051	267.853	14.534	42	32.3077	OK
Lantai 11	4200	69.087	253.319	17.115	42	32.3077	OK
Lantai 10	4200	64.419	236.203	19.460	42	32.3077	OK
Lantai 9	4200	59.112	216.744	21.452	42	32.3077	OK
Lantai 8	4200	53.261	195.292	23.084	42	32.3077	OK
Lantai 7	4200	46.966	172.208	24.393	42	32.3077	OK
Lantai 6	4200	40.313	147.815	25.437	42	32.3077	OK
Lantai 5	4200	33.376	122.378	26.246	42	32.3077	OK
Lantai 4	4200	26.218	96.132	26.740	42	32.3077	OK
Lantai 3	4200	18.925	69.391	26.599	42	32.3077	OK
Lantai 2	4200	11.671	42.792	24.963	42	32.3077	OK
Lantai 1	4750	4.8626	17.829	17.829	47.5	36.5385	OK

Tabel 5. 18 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung C

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Kondisi
Lantai 14	1700	118.85	435.800	5.452	17	13.077	OK
Lantai 13	4800	117.37	430.348	20.111	48	36.923	OK
Lantai 12	4200	111.88	410.236	20.257	42	32.308	OK
Lantai 11	4200	106.36	389.979	14.607	42	32.308	OK
Lantai 10	4200	99.833	375.372	28.330	42	32.308	OK
Lantai 9	4200	92.298	347.042	31.762	42	32.308	OK
Lantai 8	4200	83.851	315.280	34.893	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 7	4200	74.571	280.387	37.797	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 6	4200	64.519	242.590	40.447	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 5	4200	53.761	202.143	42.639	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 4	4200	42.421	159.504	44.211	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 3	4200	30.663	115.294	44.686	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 2	4200	18.779	70.607	42.005	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 1	4750	7.607	28.602	28.602	47.5	36.538	OK

#### Analisa Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y

Tabel 5. 19 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung A

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	$\Delta a/p$ (mm)	Kondisi
Lantai 14	1700	84.579	310.124	2.109	17	13.077	OK
Lantai 13	4800	84.004	308.015	9.177	48	36.923	OK
Lantai 12	4200	81.501	298.839	10.970	42	32.308	OK
Lantai 11	4200	78.51	287.869	14.448	42	32.308	OK
Lantai 10	4200	74.569	273.420	17.824	42	32.308	OK
Lantai 9	4200	69.708	255.596	20.892	42	32.308	OK
Lantai 8	4200	64.01	234.705	23.728	42	32.308	OK
Lantai 7	4200	57.539	210.977	26.406	42	32.308	OK
Lantai 6	4200	50.338	184.571	28.930	42	32.308	OK
Lantai 5	4200	42.448	155.641	31.234	42	32.308	OK
Lantai 4	4200	33.929	124.407	33.126	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 3	4200	24.895	91.280	34.129	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 2	4200	15.587	57.151	33.044	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 1	4750	6.5748	24.108	24.108	47.5	36.538	OK

Tabel 5. 20 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung B

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	$\Delta a/p$ (mm)	Kondisi
Lantai 13	4800	95.143	348.858	28.419	48	36.923	OK
Lantai 12	4200	87.392	320.438	26.565	42	32.308	OK
Lantai 11	4200	80.147	293.874	28.139	42	32.308	OK
Lantai 10	4200	72.473	265.735	29.287	42	32.308	OK
Lantai 9	4200	64.486	236.448	29.933	42	32.308	OK
Lantai 8	4200	56.322	206.515	30.106	42	32.308	OK
Lantai 7	4200	48.111	176.409	29.885	42	32.308	OK
Lantai 6	4200	39.961	146.524	29.351	42	32.308	OK
Lantai 5	4200	31.956	117.173	28.517	42	32.308	OK
Lantai 4	4200	24.179	88.656	27.252	42	32.308	OK
Lantai 3	4200	16.747	61.404	25.238	42	32.308	OK
Lantai 2	4200	9.8637	36.167	21.871	42	32.308	OK
Lantai 1	4750	3.8988	14.296	14.296	47.5	36.538	OK

Tabel 5. 21 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung C

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	$\Delta a/p$ (mm)	Kondisi
Lantai 14	1700	84.47	309.722	2.056	17	13.077	OK
Lantai 13	4800	83.909	307.666	8.897	48	36.923	OK
Lantai 12	4200	81.482	298.768	10.642	42	32.308	OK
Lantai 11	4200	78.58	288.126	14.171	42	32.308	OK
Lantai 10	4200	74.715	273.956	17.662	42	32.308	OK
Lantai 9	4200	69.898	256.294	20.850	42	32.308	OK
Lantai 8	4200	64.212	235.444	23.777	42	32.308	OK
Lantai 7	4200	57.728	211.668	26.503	42	32.308	OK
Lantai 6	4200	50.499	185.164	29.045	42	32.308	OK
Lantai 5	4200	42.578	156.119	31.354	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 4	4200	34.027	124.765	33.253	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 3	4200	24.958	91.511	34.256	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 2	4200	15.615	57.255	33.133	42	32.308	TIDAK OK
Lantai 1	4750	6.5788	24.122	24.122	47.5	36.538	OK

#### 5.4.4 Kontrol Partisipasi massa

Untuk hasil analisis struktur yang baik, analisa, Berdasarkan SNI 1726 – 2012 pasal 7.9.1 analisis harus menyertakan ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa orthogonal dari ragam yang ditinjau oleh model. Dari hasil analisis struktur pada tabel 5.22 diketahui partisipasi massa telah mencapai minimal 90 %

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	2.074782	0.37483	2.571E-07	1.144E-05	0.37483	2.571E-07
	MODAL	Mode	2	2.054564	0.37113	6.986E-07	1.194E-05	0.74595	9.557E-07
	MODAL	Mode	3	1.914525	2.975E-06	0.11563	7.286E-11	0.74596	0.11563
	MODAL	Mode	4	1.910067	7.615E-06	0.1002	2.332E-10	0.74597	0.21583
	MODAL	Mode	5	1.781245	2.868E-07	0.28546	7.1E-11	0.74597	0.5013
	MODAL	Mode	6	1.765677	4.615E-07	0.30188	2.787E-10	0.74597	0.80318
	MODAL	Mode	7	1.61284	2.944E-09	9.55E-07	2.612E-08	0.74597	0.80318
	MODAL	Mode	8	1.360884	0.03781	1.207E-14	5.354E-09	0.78377	0.80318
	MODAL	Mode	9	0.888631	9.258E-08	1.618E-05	4.997E-07	0.78377	0.80319
	MODAL	Mode	10	0.664499	0.10853	2.985E-07	1.174E-07	0.89231	0.80319
	MODAL	Mode	11	0.601907	7.513E-06	0.08634	2.727E-07	0.89232	0.88953
	MODAL	Mode	12	0.518291	0.00174	0.00343	6.115E-05	0.89406	0.89296
	MODAL	Mode	13	0.444434	0.00073	0.02815	5.497E-06	0.89479	0.92111
	MODAL	Mode	14	0.372921	0.04514	0.00041	3.898E-06	0.93993	0.92152
	MODAL	Mode	15	0.238496	0.00051	0.05892	4.909E-07	0.94044	0.98044
	MODAL	Mode	16	0.192483	0.04564	0.00044	3.506E-06	0.98608	0.98087

Tabel 5. 22 Rasio Partisipasi Massa SRPM

Mode	Periode	Sum Ux (%)	Sum Uy (%)
1	2.074782	37.483	2.57E-05
2	2.054564	74.595	9.56E-05
3	1.914525	74.596	11.563
4	1.910067	74.597	21.583
5	1.781245	74.597	50.13
6	1.765677	74.597	80.318
7	1.61284	74.597	80.318
8	1.360884	78.377	80.318
9	0.888631	78.377	80.319
10	0.664499	89.231	80.319
11	0.601907	89.232	88.953
12	0.518291	89.406	89.296
13	0.444434	89.479	92.111
14	0.372921	93.993	92.152



15	0.238496	94.044	98.044
16	0.192483	98.608	98.087

Dari hasil kontrol open frame, simpangan antar lantai pada gedung A dan C pada lantai 2 - 8 pada gempa arah X dan lantai 2 - 4 pada gempa arah Y melebihi batas yang telah ditetapkan. Maka sistem struktur gedung A dan C perlu dimodifikasi menggunakan sistem lain yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan dengan dinding geser beton bertulang khusus yang mampu menahan 75 persen gaya gempa yang ditetapkan, Sedangkan sistem struktur pada gedung B tetap menggunakan sistem pemikul momen khusus. Selanjutnya pada gedung A dan gedung C akan di lakukan analisa menggunakan sistem struktur Ganda.

## 5.5 Kontrol Analisa Struktur Sistem Ganda

Dari hasil analisis sebelumnya, gedung Dental Nano perlu dimodifikasi menggunakan system struktur yang lebih kuat. Maka digunakan system ganda dengan adanya penambahan shearwall pada gedung A dan gedung C.

### a. Menentukan kategori

Berdasarkan tabel 3.10 atau SNI 1726 : 2012 pasal 7.2.2 tabel 9 didapat nilai parameter struktur bangunan untuk sistem ganda struktur rangka dan dinding geser beton bertulang khusus adalah :

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$  ( percepatan gravitasi )

$I_e = 1,5$  ( Faktor Keutamaan Gempa )

$R = 7$  ( Koefisien Modifikasi Respons Dual System)

## b. Faktor skala gaya

Faktor skala gaya gempa diambil dari persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Faktor Pembebanan} &= \frac{I}{R} \cdot g \\ &= \frac{1,5}{7} \cdot 9,81 \\ &= 2,102\end{aligned}\quad (6.1)$$

Faktor beban tersebut adalah untuk arah gempa yang ditinjau sedangkan arah yang tegak lurus dari peninjauan gempa tersebut akan dikenakan gempa sebesar 30% dari arah gempa yang ditinjau sehingga faktor skala gaya pada arah tegak lurus gempa yang ditinjau adalah  $0,3 \times 2,102 = 0,631$

### 5.5.1 Kontrol Periode Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T = C_t \times h_n^x$$

Dimana Koefisien  $C_t$  dan  $x$  ditentukan dari Tabel 6.5 SNI 03-1726-2012.

Tabel 5. 23 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$  untuk sistem ganda

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

Tabel 5. 24 Koefisien untuk Batas Atas dari Periode yang di hitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Batas bawah periode fundamental struktur

$$T_{a\text{dual system}} = 0,0488 (56,9 \text{ m})^{0,75} = 1,011 \text{ s}$$

$$T_{a\text{SRPMK}} = 0,0466 (55,2 \text{ m})^{0,9} = 1,722 \text{ s}$$

Dengan  $S_{D1} = 0,56$  maka didapatkan koefisien  $C_u = 1,4$

Batas atas periode fundamental struktur

$$T_{a\text{dual system}} \times C_u = 1,011 \text{ s} \times 1,4 = 1,4154 \text{ s}$$

$$T_{a\text{SRPMK}} = 1,7224 \text{ s} \times 1,4 = 2,4113 \text{ s}$$

Dari hasil analisis program bantu SAP2000. Periode struktur setiap gedung adalah :

Gedung A,  $T_{SA} = 1,3829 \text{ s}$

Gedung B,  $T_{SB} = 1,8021 \text{ s}$

Gedung C,  $T_{SC} = 1,3658 \text{ s}$

Persyaratan periode fundamental struktur

$$C_u \times T_a > T_c > T_a$$

Tabel 5. 25 periode struktur gedung Dental Nano

Gedung	Sistem Struktur	Tinggi struktur (m)	$T_a$ (s)	$C_u \times T_a$ (s)	$T_c$ (s)	Kondisi periode struktur
A	Dual System	57.45	1.018	1.4257	1.3829	$C_u \times T_a > T_c > T_a$
B	SRPMK	55.75	1.738	2.4330	1.80210	$C_u \times T_a > T_c > T_a$
C	Dual System	57.45	1.018	1.4257	1.3658	$C_u \times T_a > T_c > T_a$

### 5.5.2 Kontrol Base Reaction

Kontrol base reaction ini sebagai kontrol apakah input respons spektrum pada program bantu SAP2000 sudah sesuai SNI 1726 – 2012. Berdasarkan SNI 1726-2-12 pasal 7.9.4, nilai akhir V

dinamik (base shear) harus lebih besar sama dengan 85 % V statik. Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan  $V \text{ dinamik} \geq 0,85 V \text{ statik}$ .

$$V = C_s \cdot W = V_{\text{statik}}$$

Dimana :

$C_s$  = Koefisien respons seismik

$W$  = Berat seismik efektif ( Base Reaction )



Base Reactions

File

View

Edit

Format-Filter-Sort

Select

Options

Units: As Noted

Base R

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
►	D + L	Combination	-1.924E-08	-2.673E-09	562722.617	5490.4074	47	

Dari output SAP2000 didapatkan berat seismik efektif dari base reaction 1 D + 1 L = 562.722,617 KN

Koefisien seismik,  $C_s$ , dihitung berdasarkan SNI 1726 – 2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} = \frac{1}{\frac{7}{1,5}} = 0,2143 \quad \text{Pers.... 22}$$

Keterangan :

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

$R$  = faktor modifikasi respons

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan persamaan 22 tidak perlu melebihi berikut ini.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \frac{R}{I_e}} = \frac{0,55}{1,3915 \frac{7}{1,5}} = 0,0847$$

dan  $C_s$  tidak  $0,044 S_{DS} I_e$  kurang dari :

$$C_s = 0,044 \times 1 \times 1,5 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 1 \times 1,5 = 0,066 > 0,01$$

Maka, digunakan  $C_s = 0,066$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{static}} &= C_s \cdot W = 0,066 \times 562.722,617 \text{ KN} \\
 &= 37.139,7 \text{ KN} \\
 0,85 \cdot V_{\text{statik}} &= 0,85 \times 37.139,7 \text{ KN} = 31.568,75 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

#### Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted							Base
Filter:							
	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	G
▶	RS X	LinRespSpec	Max	39185.193	10575.226	54.844	36
	RS Y	LinRespSpec	Max	11765.057	35221.667	16.548	1

Dari hasil analisa SAP2000 sebesar 39.185,193 KN untuk arah X dan 35.221,667 KN untuk arah Y.

$$V_{\text{baseshear}_x} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}} \rightarrow 39.185,193 \text{ KN} > 31.568,75 \text{ KN}$$

$$V_{\text{baseshear}_y} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}} \rightarrow 35.221,667 \text{ KN} > 31.568,75 \text{ KN}$$

### 5.5.3 Kontrol Partisipasi massa

Untuk hasil analisis struktur yang baik, analisa, Berdasarkan SNI 1726 – 2012 pasal 7.9.1 analisis harus menyertakan ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa orthogonal dari ragam yang ditinjau oleh model. Dari hasil analisis struktur pada tabel 5.25 diketahui partisipasi massa telah mencapai minimal 90 %

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	1.802104	0	0.03234	0	0	0.03234
	MODAL	Mode	2	1.415043	0.03458	1.237E-18	4.276E-09	0.03458	0.03234
	MODAL	Mode	3	1.382879	1.42E-07	0.38223	5.254E-10	0.03458	0.41457
	MODAL	Mode	4	1.365758	3.021E-08	0.37549	4.467E-11	0.03458	0.79006
	MODAL	Mode	5	1.221792	0.34281	3.825E-06	2.183E-05	0.37739	0.79006
	MODAL	Mode	6	1.202304	0.33849	2.449E-06	2.588E-05	0.71588	0.79006
	MODAL	Mode	7	1.192313	5.279E-05	0.01097	1.538E-08	0.71593	0.80103
	MODAL	Mode	8	1.190217	9.329E-05	0.00472	5.587E-11	0.71603	0.80575
	MODAL	Mode	9	0.508785	3.964E-09	0.01329	4.548E-10	0.71603	0.81904
	MODAL	Mode	10	0.452204	8.968E-06	0.08454	8.803E-10	0.71604	0.90359
	MODAL	Mode	11	0.450114	0.00582	0.00015	8.786E-09	0.72186	0.90374
	MODAL	Mode	12	0.347715	0.12342	8.933E-07	3.573E-07	0.84528	0.90374
	MODAL	Mode	13	0.285506	7.08E-05	0.0322	1.558E-08	0.84535	0.93594
	MODAL	Mode	14	0.263348	0.0312	7.34E-05	3.568E-06	0.87655	0.93601
	MODAL	Mode	15	0.16007	2.285E-05	0.04779	8.368E-10	0.87657	0.98381
	MODAL	Mode	16	0.130954	0.09245	8.243E-06	4.113E-06	0.96902	0.98382

Tabel 5. 26 Rasio partisipasi massa

Mode	Periode	Sum Ux (%)	Sum Uy (%)
1	1.802104	0	3.234
2	1.415043	3.458	3.234
3	1.382879	3.458	41.457
4	1.365758	3.458	79.006
5	1.221792	37.739	79.006
6	1.202304	71.588	79.006
7	1.192313	71.593	80.103
8	1.190217	71.603	80.575
9	0.508785	71.603	81.904
10	0.452204	71.604	90.359
11	0.450114	72.186	90.374
12	0.347715	84.528	90.374
13	0.285506	84.535	93.594

14	0.263348	87.655	93.601
15	0.16007	87.657	98.381
16	0.130954	96.902	98.382

#### 5.5.4 Kontrol Simpangan antar Lantai

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Untuk mengetahui besarnya simpangan antar tingkat perlu dicari terlebih dahulu nilai perpindahan elastis,  $\delta_{xe}$ , dari analisis struktur. Setelah itu nilai  $\delta_{xe}$ , dikalikan dengan faktor pembesar  $Cd/I_e$  seperti persamaan 3-23. setelah itu dapat diketahui besarnya simpangan antar tingkat yang merupakan selisih nilai perpindahan elasis yang diperbesar pada suatu tingkat dengan nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada tingkat dibawahnya. Nilai simpangan ini selanjutnya dikontrol terhadap batas simpangan berdasarkan SNI 1726-2012 tabel 16 sebesar  $0,01 h_{sx}$ .

Berdasarkan SNI 1726 – 2012 kontrol drift harus ditentukan berdasarkan persamaan 34 pada SNI 1726-2012 pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{Cd \cdot \delta_{xe}}{I_e}$$

Keterangan :

$Cd$  = Faktor pembesaran defleksi ( 5,5)

$\delta_{xe}$  = Defleksi pada lantai x yang ditentukan dengan analisis elastis.

$I_e$  = Faktor keutamaan ( 1,5 )

$\Delta a$  =  $0,010 h_{sx}$

$\rho$  = Faktor Redundasi (1,3)

Analisa Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X

Tabel 5. 27 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung A

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	Kondisi
Lantai 14	1700	57.8035	211.946	4.160	17	OK
Lantai 13	4800	56.6689	207.786	17.336	48	OK
Lantai 12	4200	51.941	190.450	15.679	42	OK
Lantai 11	4200	47.665	174.771	16.204	42	OK
Lantai 10	4200	43.2457	158.568	17.054	42	OK
Lantai 9	4200	38.5946	141.514	17.823	42	OK
Lantai 8	4200	33.7337	123.690	18.468	42	OK
Lantai 7	4200	28.697	105.222	18.845	42	OK
Lantai 6	4200	23.5574	86.377	18.810	42	OK
Lantai 5	4200	18.4275	67.567	18.200	42	OK
Lantai 4	4200	13.4638	49.367	16.831	42	OK
Lantai 3	4200	8.87362	32.537	14.480	42	OK
Lantai 2	4200	4.92453	18.057	11.145	42	OK
Lantai 1	4750	1.88499	6.912	6.912	47.5	OK

Tabel 5. 28 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung B

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	$\Delta a/p$ (mm)	Kondisi
Lantai 13	4800	61.7317	226.350	10.516	48	36.9231	OK
Lantai 12	4200	58.8637	215.833	11.274	42	32.3077	OK
Lantai 11	4200	55.7888	204.559	13.417	42	32.3077	OK
Lantai 10	4200	52.1297	191.142	15.325	42	32.3077	OK
Lantai 9	4200	47.9503	175.818	16.953	42	32.3077	OK
Lantai 8	4200	43.3267	158.865	18.345	42	32.3077	OK
Lantai 7	4200	38.3236	140.520	19.540	42	32.3077	OK
Lantai 6	4200	32.9944	120.980	20.549	42	32.3077	OK
Lantai 5	4200	27.3901	100.430	21.363	42	32.3077	OK
Lantai 4	4200	21.5639	79.068	21.958	42	32.3077	OK
Lantai 3	4200	15.5754	57.110	22.135	42	32.3077	OK
Lantai 2	4200	9.53868	34.975	20.958	42	32.3077	OK
Lantai 1	4750	3.82286	14.017	14.017	47.5	36.5385	OK



Tabel 5. 29 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah X pada gedung C

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	Kondisi
Lantai 14	1700	57.8163	211.993	6.571	17	OK
lantai 13	4800	56.0243	205.423	16.529	48	OK
Lantai 12	4200	51.5163	188.893	14.901	42	OK
Lantai 11	4200	47.4523	173.992	16.193	42	OK
Lantai 10	4200	43.036	157.799	16.935	42	OK
Lantai 9	4200	38.4174	140.864	17.725	42	OK
Lantai 8	4200	33.5833	123.139	18.379	42	OK
Lantai 7	4200	28.5708	104.760	18.766	42	OK
Lantai 6	4200	23.4528	85.994	18.737	42	OK
Lantai 5	4200	18.3427	67.257	18.131	42	OK
Lantai 4	4200	13.3979	49.126	16.766	42	OK
Lantai 3	4200	8.82549	32.360	14.419	42	OK
Lantai 2	4200	4.89307	17.941	11.086	42	OK
Lantai 1	4750	1.86954	6.855	6.855	47.5	OK

#### Analisa Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y

Tabel 5. 30 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung A

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	Kondisi
Lantai 14	1700	54.47377	199.737	0.738	17	OK
Lantai 13	4800	54.27237	198.999	5.662	48	OK
Lantai 12	4200	52.72817	193.337	6.502	42	OK
Lantai 11	4200	50.95481	186.834	8.754	42	OK
Lantai 10	4200	48.56724	178.080	11.065	42	OK
Lantai 9	4200	45.54953	167.015	13.178	42	OK
Lantai 8	4200	41.95542	153.837	15.113	42	OK
Lantai 7	4200	37.83368	138.723	16.904	42	OK
Lantai 6	4200	33.22344	121.819	18.559	42	OK
Lantai 5	4200	28.16181	103.260	20.058	42	OK

Lantai 4	4200	22.69142	83.202	21.344	42	OK
Lantai 3	4200	16.87046	61.858	22.258	42	OK
Lantai 2	4200	10.80003	39.600	22.049	42	OK
Lantai 1	4750	4.786533	17.551	17.551	47.5	OK

Tabel 5. 31 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung B

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	$\Delta a/p$ (mm)	Kondisi
Lantai 13	4800	83.25732	305.277	24.313	48	36.9231	OK
Lantai 12	4200	76.62642	280.964	22.814	42	32.3077	OK
Lantai 11	4200	70.40436	258.149	24.134	42	32.3077	OK
Lantai 10	4200	63.82243	234.016	24.979	42	32.3077	OK
Lantai 9	4200	57.01008	209.037	25.373	42	32.3077	OK
Lantai 8	4200	50.09013	183.664	25.447	42	32.3077	OK
Lantai 7	4200	43.15007	158.217	25.334	42	32.3077	OK
Lantai 6	4200	36.24079	132.883	25.130	42	32.3077	OK
Lantai 5	4200	29.38703	107.752	24.876	42	32.3077	OK
Lantai 4	4200	22.60265	82.876	24.499	42	32.3077	OK
Lantai 3	4200	15.92117	58.378	23.637	42	32.3077	OK
Lantai 2	4200	9.474824	34.741	21.242	42	32.3077	OK
Lantai 1	4750	3.681679	13.499	13.499	47.5	36.5385	OK

Tabel 5. 32 Kontrol simpangan antar lantai portal gempa dinamis arah Y pada gedung C

Lantai	$h_i$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a$ (mm)	Kondisi
Lantai 14	1700	53.76505	197.139	0.819	17	OK
Lantai 13	4800	53.54178	196.320	5.481	48	OK
Lantai 12	4200	52.04694	190.839	6.085	42	OK
Lantai 11	4200	50.38734	184.754	8.383	42	OK
Lantai 10	4200	48.10098	176.370	10.748	42	OK
Lantai 9	4200	45.16964	165.622	12.905	42	OK
Lantai 8	4200	41.65009	152.717	14.873	42	OK
Lantai 7	4200	37.59394	137.844	16.690	42	OK
Lantai 6	4200	33.04213	121.154	18.371	42	OK

Lantai 5	4200	28.03187	102.784	19.900	42	OK
Lantai 4	4200	22.6046	82.884	21.220	42	OK
Lantai 3	4200	16.81723	61.663	22.170	42	OK
Lantai 2	4200	10.77081	39.493	21.988	42	OK
Lantai 1	4750	4.774062	17.505	17.505	47.5	OK

### 5.5.5 Kontrol Dual System

Berdasarkan SNI 1726-2012 bahwa pemikul rangka momen harus memikul 25 % dari beban geser nominal total yang bekerja pada struktur bangunan.

Maka untuk memeriksa persentase antara base shear yang dihasilkan oleh SRPM dan shearwall dari masing-masing kombinasi pembebanan gempa. Caranya menjumlah reaksi perletakan SRPM dan reaksi perletakan shearwall untuk reaksi akibat beban gempa. Persentasenya dihitung dan disajikan dalam tabel berikut.

Tabel 5. 33 Persentase SRPM dan shearwall dalam menahan beban gempa

NO	Gaya Gempa Desain	Persentase Dalam Menahan Gempa (%)			
		FX		FY	
		SRPM	SW	SRPM	SW
1	RSX	28,033	71,967	90,27	9,73
2	RSY	29,012	70,988	89,85	10,15

Dari hasil analisis diatas, dapat dilihat bahwa persentase dari gaya yang diterima oleh SRPM dari semua kombinasi pembebanan gempa nilainya lebih besar dari 25 %, sehingga konfigurasi struktur gedung ini telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system menurut SNI 1726-2012.

### 5.5.6 Pemisahan Struktur

Berdasarkan SNI 1726-2013 Berdasarkan SNI 1726-2013 pasal 7.12.3 , pemisahan harus dapat mengakomodasi terjadinya perpindahan respons inelastik maksimum ( $\delta_M$ ).  $\delta_M$  harus dihitung pada lokasi kritis dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\delta_M = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2} \text{ Dimana,}$$

$$\delta_{M1,2} = \frac{Cd \cdot \delta_{max}}{Ie}$$

Keterangan :

$Cd$  = Faktor pembesaran defleksi ( 5,5)

$\delta_{xe}$  = Defleksi pada lantai x yang ditentukan dengan analisis elastis.

$Ie$  = Faktor keutamaan ( 1,5 )

$\delta_{M1,2}$  = Perpindahan respons inelastik maksimum pada struktur-struktur bangunan yang berselebaran di tepi-tepi yang berdekatan

Karena gedung dilatasi searah Y, maka akan dikontrol dilatasi menggunakan simpangan yang arah berlawanan yaitu arah X.

$$\delta_{M1} = \frac{5,5 \times 57,8163}{1,5} = 212 \text{ mm}$$

$$\delta_{M2} = \frac{5,5 \times 61,7317}{1,5} = 226,35 \text{ mm}$$

$$\delta_M = \sqrt{(212)^2 + (226,35)^2} = 310,13 \text{ mm}$$

Struktur primer tidak boleh berada pada jarak 310,13 mm akibat deformasi inelastik. Maka, gedung akan direncanakan dilatasi sejarak 2.750 mm = 275 cm antar struktur primer. Untuk itu akan dibuat kantilever sejarak minimal :

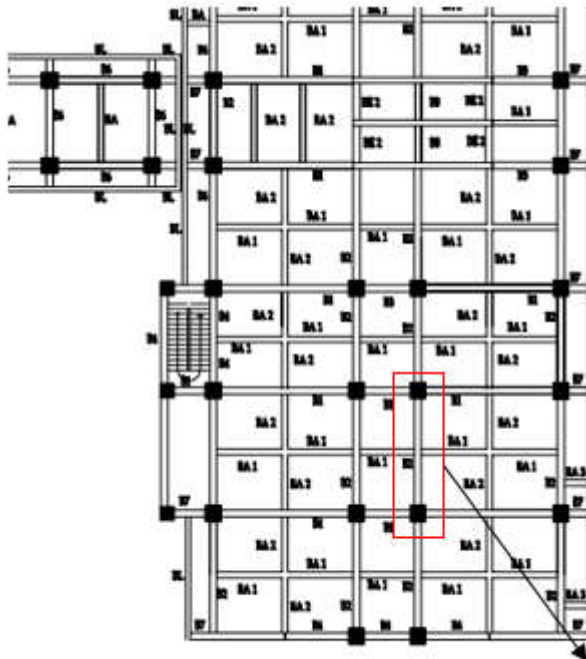
$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{(\delta_{max1})^2 + (\delta_{max2})^2} = \\ &= \sqrt{(57,8163)^2 + (61,7317)^2} = 84,6 \text{ mm} = 8,46 \text{ cm} \end{aligned}$$

Balok kantilever tidak boleh berada pada jarak 8,4 cm akibat deformasi yang terjadi. Maka, gedung akan direncanakan dilatasi sejarak 125 mm = 12,5 cm antar kantilever.

## 5.6 Verifikasi Analisis

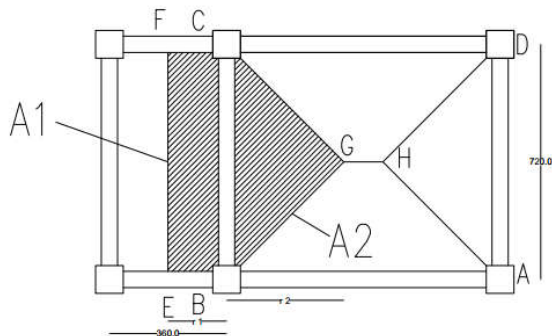
Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000 v14, untuk membuktikan hasil pemodelan struktur sesuai dengan kenyataan aslinya, perlu dilakukan pengecekan dengan perhitungan manual, dengan meninjau satu aksial kolom dan satu momen balok, dengan kombinasi  $D + L$ , hasil dari analisa SAP 2000 v19 harus sesuai dengan perhitungan manual dengan batasan perbedaan 10 % .

### 5.6.1 Perhitungan Momen



Balok yang ditinjau

Gambar 5. 9 Denah balok lantai 12 yang ditinjau



Dari sketsa tributary area balok diatas, nilai  $r1 = 3,6 \text{ m} / 2 = 1,8 \text{ m}$ , nilai  $r2 = 7,2 \text{ m} / 2 = 3,6 \text{ m}$

Luas tributary balok yang ditinjau adalah

$A1 + A2 = \text{Luas segitiga BGC} + \text{Luas persegi panjang BECF}$

$$\begin{aligned} A1 &= 7,2 \times r1 \\ &= 7,2 \times 1,8 \\ &= 12,96 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A2 &= \frac{1}{2} 7,2 \times r2 \\ &= \frac{1}{2} 7,2 \times 3,6 \\ &= 12,96 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas tributary area balok B1} = A1 + A2 = 25,92 \text{ m}^2$$

Pembebanan :

Beban mati

$$\text{Berat pelat (12 cm)} = 0,12 \times 23,52 = 2,8224 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Berat Keramik} = 0,2038 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{spesi} = 0,049 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Berat ducting} = 0,1176 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plumbung} &= 0,073 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Beban penggantung plafond} &= 0,078 \text{ KN/m}^2 + \\
 &\quad q D = 3,3438 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat sendiri balok} &= 0,5 \times 0,7 \times 23,52 = 8,232 \text{ KN/m} \\
 \text{Berat sendiri dinding} &= 4,93 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$W D = (3,2438 \times 25,92 / 7,2) + 8,232 = 20,23 \text{ KN/m}$$

Beban Hidup sesuai SNI 1727-2013 tabel 4-1

Karena balok yang ditinjau berada pada ruang pertemuan, maka

$$\text{Beban hidup lantai} = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

$$W L = (4,79 \text{ KN/m}^2 \times 25,96 \text{ m}^2 / 7,2 \text{ m}) = 17,271 \text{ KN/m}$$

Kombinasi beban 1D + 1L

$$\begin{aligned}
 W &= 1 W D + 1 W L = 20,23 \text{ KN/m} + 17,271 \text{ KN/m} \\
 &= 37,5 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Analisa Gaya dalam

$$\begin{aligned}
 \text{Momen}_{\text{interior}} &= \frac{1}{11} \times 37,5 \text{ KN/m} \times (6,35 \text{ m})^2 \\
 &= 137,5 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisa SAP2000 didapatkan momen pada balok yang ditinjau adalah sebagai berikut :

## Diagrams for Frame Object 3787 (B Induk Memanjang)



Pada tumpuan interior kiri akibat beban D + L  
Momen = 144,7189 KNm

## Diagrams for Frame Object 3787 (B Induk Memanjang)



Pada tumpuan interior kanan akibat beban D + L  
Momen = 138,9742 KNm

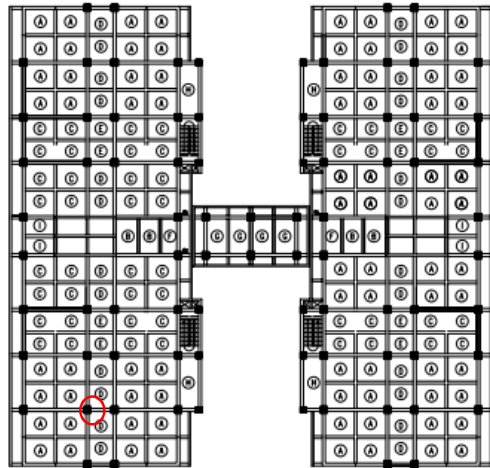


Selisih antara perhitungan manual dengan hasil output dari SAP 2000v19 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\text{Tumpuan interior kiri} &= 144,7189 \text{ KNm} - 137,5 \text{ KNm} = 7,22 \text{ KNm} \\ &= (7,22 \text{ KNm} / 144,7189 \text{ KNm}) \times 100\% \\ &= 4,99 \% < 10 \% \text{ (OK)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tumpuan eksterior} &= 138,9742 \text{ KNm} - 137,5 \text{ KNm} \\ &= 1,5 \text{ KNm} \\ &= (1,2 \text{ KNm} / 138,9742 \text{ KNm}) \times 100\% \\ &= 1,1 \% < 10 \% \text{ (OK)}\end{aligned}$$

### 5.6.2 Perhitungan Aksial Kolom



Gambar 5. 10 Denah kolom yang ditinjau untuk perhitungan verifikasi aksial kolom

Beban Mati

Lantai 1 sampai 12

Pelat lantai	:	6 m x 7,2 m x 0,12 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	1463,13	KN
Dinding	:	3,5 m x 7,2 m x 0,85 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	257,04	KN

Keramik	:	6 m x 7,2 m x 0,2038 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	105,65	KN
Spesi	:	6 m x 7,2 m x 0,049 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	25,402	KN
Plafond	:	6 m x 7,2 m x 0,078 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	40,44	KN
Balok Induk	:	6 m x 0,5 m x 0,7 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	592,704	KN
	:	7,2 m x 0,5 m x 0,7 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	711,245	KN
Balok Anak	:	1,6 m x 0,3 m x 0,5 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	67,738	KN
	:	0,5 x 14,45 m x 0,3 m x 0,5 m x 23,52 KN/m <sup>3</sup> x 12 tingkat	=	305,88	KN
Ducting	:	6 m x 7,2 m x 0,1176 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	60,964	KN
Plumbing	:	6 m x 7,2 m x 0,073 KN/m <sup>2</sup> x 12 tingkat	=	37,843	KN
Kolom	:	0,85 m x 0,85 m x 4,2 m x 11	=	785,086	KN

Berat Total (DD) = 4.453,116 KN

### Beban Hidup

#### Lantai 1 sampai 12

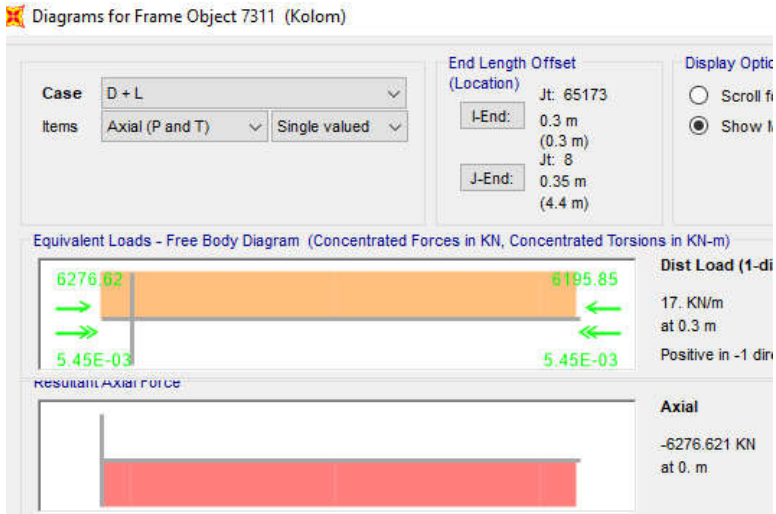
Partisi	:	6 m x 7,2 m x 0,72 KN/m <sup>2</sup> x 11 tingkat	=	342,144	KN
Rumah sakit	:	4,2 m x 7,2 m x 2,87 KN/m <sup>2</sup> x 11 tingkat	=	954,68	KN
Koridor	:	1,8 m x 7,2 m x 3,83 KN/m <sup>2</sup> x 11 tingkat	=	546,005	KN
Pertemuan	:	6 m x 7,2 m x 4,79 KN/m <sup>2</sup>	=	206,93	KN

Berat Total (LL) = 2.049,76 KN

Jadi Berat Total : W= DD + DL

$$= 4.453,116 \text{ KN} + 2049,76 \text{ KN}$$

$$= 6.502,88 \text{ KN}$$



Dari output SAP 2000, gaya aksial untuk kolom yang ditinjau akibat kombinasi D + L = 6.276,621 KN

Selisih antara perhitungan manual dengan hasil output dari SAP 2000v19 adalah sebagai berikut :

$$6.502,88 \text{ KN} - 6.276,621 \text{ KN} = 226,26 \text{ KN}$$

$$(226,26 \text{ KN} / 6.502,88 \text{ KN}) \times 100\% = 3,48 \% < 10 \% \text{ (OK)}$$

Pemodelan struktur dapat diterima (OK...!)

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## BAB VI

### PERHITUNGAN STRUKTUR SEKUNDER

#### 6.1 Perhitungan Struktur Pelat Lantai

Pelat / slab adalah bidang tipis yang menahan beban-beban transversal melalui aksi lentur ke masing-masing tumpuan. Dalam design, gaya-gaya pada pelat bekerja menurut aksi satu arah dan dua arah. Jika perbandingan dari bentang panjang ( $L_y$ ) terhadap bentang pendek ( $L_x$ ) besarnya 2 kali lebar atau lebih, maka semua beban lantai menuju balok-balok sebagian kecil akan menyalur secara langsung ke gelagar. Sehingga pelat dapat direncanakan sebagai **pelat satu arah (*one way slab*)**, dengan tulangan utama yang sejajar dengan gelagar dan tulangan susut dan suhu yang sejajar dengan balok-balok. Sedangkan bila perbandingan dari bentang panjang ( $L_y$ ) terhadap bentang pendek ( $L_x$ ) besarnya lebih dari 2, maka seluruh beban lantai menyebabkan permukaan lendutan pelat mempunyai kelengkungan ganda. Beban lantai dipikul dalam kedua arah oleh empat balok pendukung pendukung disekelilingnya, dengan demikian, panel disebut **pelat 2 arah (*two way slab*)**, dengan tulangan utama dipasang 2 arah yaitu searah sumbu x dan searah sumbu y, sedangkan tulangan susut dan suhu dipasang mengitari pelat tersebut. Pelat direncanakan menerima beban berdasarkan Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727 : 2013) dan brosur. berdasarkan fungsi tiap lantai, kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

$$U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Dimana :

U = Beban ultimate pelat

DL = Beban mati pelat

LL = Beban hidup pelat

Pada perencanaan struktur gedung Dental Nano terdapat 10 type plat. Dimana plat tipe 1 arah dan 2 arah masing-masing akan dijabarkan di perhitungan sekunder ini.

### 6.1.1 Pembebanan Pelat Lantai

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat (12 cm)} &= 0.12 \times 23,52 = 2,8224 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat Keramik} &= 0,2038 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{spesi} &= 0,049 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat ducting} &= 0,1176 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat plumbing} &= 0,073 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Beban penggantung plafond} &= 0,078 \text{ KN/m}^2 + \\
 \hline
 q \text{ DL} &= 3,3438 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Hidup sesuai SNI 1727-2013 tabel 4-1

$$\text{Beban hidup lantai} = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

Beban Ultimate

$$\begin{aligned}
 W_u &= 1,2 (\text{DL}) + 1,6 (\text{LL}) \\
 &= 1,2 (3,3438 \text{ KN/m}^2) + 1,6 (4,79 \text{ KN/m}^2) \\
 &= 11,7 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

### 6.1.2 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 2 arah

a. Data Perencanaan :

$$\begin{aligned}
 \text{Tipe pelat} &= A \\
 \text{Mutu beton (fc')} &= 35 \text{ Mpa} \\
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{f_{c'} - 28 \text{ mpa}}{7} \times 0,05 = 0,8 \\
 \text{Mutu baja (fy)} &= 390 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 Mpa

Selimut beton = 20 mm

(SNI 03-2847-2013 Pasal 7.7.)

D tulangan lentur = 10 mm

D tulangan susut = 10 mm

Bentang pelat sumbu panjang ( $L_y$ ) = 420 cm

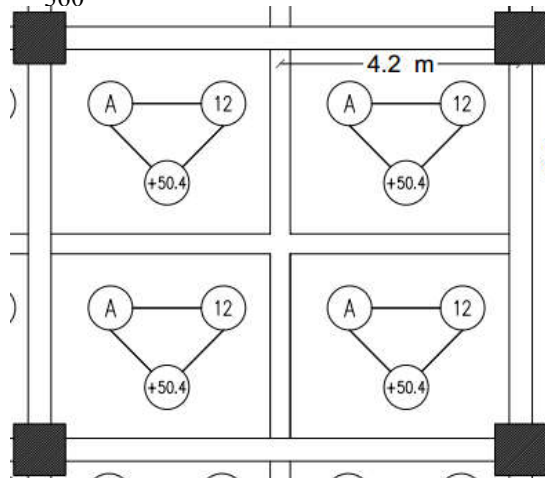
Bentang pelat sumbu pendek ( $L_x$ ) = 360 cm

Bentang bersih sumbu panjang ( $L_{ny}$ ) = 380 cm

Bentang bersih sumbu pendek ( $L_{nx}$ ) = 320 cm

Rasio sumbu panjang dan sumbu pendek bentang pelat:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{420}{360} = 1,1875 < 2 \quad (\text{Two Way Slab})$$



Gambar 6. 1 Panel pelat lantai type A

b. Momen Terjadi :

Perhitungan momen akan diambil dari analisis SAP2000 dan akan dibandingkan dengan perhitungan manual menggunakan tabel koefisien momen dari Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBTI 1971) Pasal 13.3. Tabel 13.3.(1)

Dari perhitungan preliminary sebelumnya, harga  $\alpha_m = 21,05$  pada perencanaan tebal pelat, maka asumsi perletakan pelat lantai dan pelat atap adalah jepit penuh. Dimana dalam menganalisa gaya-gaya dalam yang terjadi pada pelat menggunakan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBBI 1971) Pasal 13.3. Tabel 13.3.(1) halaman 202.

Tabel 6. 1 Koefisien momen pelat lantai 2 arah

Tipe Pelat	Momen	lx / ly																
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	>2.5
I	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	28
II	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	32	39	44	49	53	56	59	61	62	63	63	63	63	63	63	63	63
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	32	34	36	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
III	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	28	33	36	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79
IVa	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	32	35	37	39	40	41	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25
IVb	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42	42
V	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	8
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
Va	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	28
Vb	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	122	122	123	124	124	125
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	37	41	45	48	51	53	55	56	58	59	60	60	60	61	61	62	63
Vb	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	13
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
VIa	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	21	20	20	19	19	18	13
VIb	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	79	79
VIb	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	26	29	32	35	36	38	39	40	40	40	41	41	42	42	42	42	42
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8
VIb	$M_{lx} = +0,001 q l_x^2 X$	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
	$M_{ly} = +0,001 q l_y^2 X$	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
Keterangan :		= Terletak bebas																
		TTTTTTTTTT = Terjepit penuh																

Dikarenakan pelat yang direncanakan terjepit penuh oleh balok pada keempat sisinya sehingga pada Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBBI 1971) Pasal 13.3 tabel 13.3(1) pelat termasuk dalam tipe II dimana persamaan gaya dalam momen yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$M_{tx} = + 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{lx} = + 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = + 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot X$$



$$Mly = + 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot X$$

*Koefisien momen* untuk pelat lantai tipe A 420 x 360 adalah :

Nilai  $Clx = 28$

Nilai  $Cly = 20$

Nilai  $Ctx = 64$

Nilai  $Cty = 56$

$$\begin{aligned} Mlx &= 0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X \\ &= 0,001 \cdot 11,7 \text{ KN/m}^2 \cdot (3,6 \text{ m})^2 \cdot 28 \\ &= 4,25 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mly &= 0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X \\ &= 0,001 \cdot 11,7 \text{ KN/m}^2 \cdot (3,6 \text{ m})^2 \cdot 20 \\ &= 3,03 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mtx &= 0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X \\ &= 0,001 \cdot 11,7 \text{ KN/m}^2 \cdot (3,6 \text{ m})^2 \cdot 64 \\ &= 9,7 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mty &= 0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot X \\ &= 0,001 \cdot 11,7 \text{ KN/m}^2 \cdot (3,6 \text{ m})^2 \cdot 56 \\ &= 8,5 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis SAP2000, didapatkan momen pada plat yang ditinjau sebagai berikut :

Lokasi	Mlx (KNm)	Mly (KNm)	Mtx (KNm)	Mty (KNm)
Momen	4,1	3,655	14,67	10,974

Maka diambil nilai terbesar dari kedua hasil tersebut :

$Mtx = 14,67 \text{ KNm}$

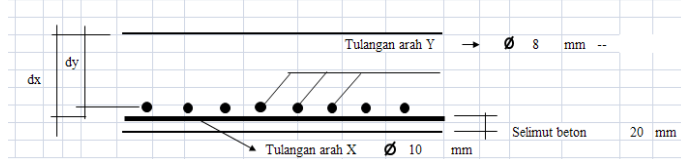
$Mty = 10,974 \text{ KNm}$

$Mlx = 4,25 \text{ KNm}$

$Mly = 3,655 \text{ KNm}$

## c. Tebal manfaat pelat :

GAMBAR TULANGAN



$$\begin{aligned} dx &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} D \\ &= 120 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \cdot 10) \\ &= 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - D - \frac{1}{2} D \\ &= 120 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 10 - (\frac{1}{2} \cdot 10) \\ &= 85 \text{ mm} \end{aligned}$$

## d. Tulangan Minimum dan Maksimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c' \beta_1}{F_y} \times \frac{600}{600 + F_y} = 0,037$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,0278$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,3$$

e. Penulangan Plat1. Tulangan tumpuan arah x

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$M_u = 14,67 \text{ kNm} = 14.670.000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14.670.000}{0,9} = 16.300.000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{16.300.000}{1000 \times 95^2} = 1,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (1,81)}{390}} \right) \\ &= 0,0048\end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$   
 $0,0036 > 0,0048 < 0,0278$  (Tidak Oke)

Maka diambil  $\rho = 0,0043$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0048 \times 1000 \times 100 \\ &= 480 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{480 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1000} = 6,3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6,3}{0,8} = 7,875 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \text{ ....(tension controlled, asumsi awal benar)}$$

Syarat spasi antar tulangan ( SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3.2 ) diambil yang terkecil diantara :

$$S_{\max} = 2h = 2(120) = 240 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 3h = 3(120) = 360 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D-10

$$S = \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \pi (10)^2 (1000)}{480}$$

$$S = 163,6 \text{ mm} > 250 \text{ mm (Oke)}$$

Maka S pakai = 150 mm

Tulangan yang dipakai D10 – 150

$$A_s \text{ pakai} = \frac{0,25 \pi D^2 b}{S \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi (10)^2 (1.000)}{150}$$

$$= 523,6 \text{ mm}^2$$

Syarat :  $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$523,6 \text{ mm}^2 > 480 \text{ mm}^2 \quad (\text{Oke})$$

Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1

$$A_s \text{ min} = 0,0018 b_w d = 0,0018 \times 1.000 \times 95 = 171 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 523,6 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min}$$

Cek kapasitas Lentur

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{523,6 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 6,864 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 390 \times 523,6 \times \left( 95 - \frac{6,864}{2} \right)$$

$$= 16.828.696,7 \text{ Nmm} > 14.670.000 \text{ Nmm}$$

## 2. Tulangan tumpuan arah y

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$M_u = 10,974 \text{ kNm} = 10.974.000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{10.974.000}{0,9} = 12.193.333,33 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{12.193.333,33}{1.000 \times 85^2} = 1,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (1,7)}{390}} \right) \\ &= 0,0045\end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$   
 $0,0036 > 0,0045 < 0,0278$  (Tidak Oke)

Maka diambil  $\rho = 0,0045$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0045 \times 1000 \times 85 \\ &= 382,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{382,5 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1000} = 5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5}{0,8} = 6,25 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \text{ ....(tension controlled, asumsi awal benar)}$$

Syarat spasi antar tulangan ( SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3.2 ) diambil yang terkecil diantara :

$$S_{\max} = 2h = 2(120) = 240 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 3h = 3(120) = 360 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D-10

$$S = \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \pi (10)^2 (1000)}{382,5}$$

$S = 205,3 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$  (Tidak Oke)

Maka  $S$  pakai = 150 mm

Tulangan yang dipakai  $D$  10 – 150

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{S \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi (10)^2 (1.000)}{150} \\ &= 523,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :  $\text{As pakai} > \text{As perlu}$

$$523,6 \text{ mm}^2 > 382,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{Oke})$$

Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1

$$\text{As min} = 0,0018 b_w d = 0,0018 \times 1.000 \times 85 = 153 \text{ mm}^2$$

$$\text{As pakai} = 1.099,56 \text{ mm}^2 > \text{As min}$$

Cek kapasitas Lentur

$$a = \frac{\text{As} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{523,6 \times 390}{0,85 \times 35 \cdot 1.000} = 6,864 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \phi \cdot F_y \cdot \text{As} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 523,6 \times \left( 85 - \frac{6,864}{2} \right) \\ &= 14.990.860,7 \text{ Nmm} > 10.551.111,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

### 3. Tulangan lapangan arah x

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$\text{Mu} = 4,25 \text{ kNm} = 4.250.000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{4.250.000}{0,9} = 4.766.666,67 \text{ Nmm}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{b \cdot d^2} = \frac{4.766.666,67}{1.000 \times 95^2} = 0,53 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (0,53)}{390}} \right) \\ &= 0,0014\end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0035 > 0,0014 < 0,0278$  (Tidak Oke)

Sesuai **SNI 03-2847-2013 pasal 10.5 (3)** sebagai alternative, untuk komponen struktur besar dan masif luas tulangan yang diperlukan paling sedikit harus sepertiga lebih besar dari yang diperlukan.

Maka  $\rho$  diperbesar 30% ,  $\rho = 0,0014 \times 1,3 = 0,0018$

$A_s = \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0018 \times 1.000 \times 95$$

$$= 171 \text{ mm}^2$$

Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{171 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 2,24 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,24}{0,8} = 2,8 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \text{ ....(tension controlled, asumsi awal benar)}$$

Syarat spasi antar tulangan ( SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3.2 ) diambil yang terkecil diantara :

$$S_{\max} = 2h = 2(120) = 240 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 3h = 3(120) = 360 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D-10

$$S = \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \pi (10)^2 (1.000)}{171}$$

$$S = 459,3 \text{ mm} > 250 \text{ mm (Tidak Oke)}$$

Maka S pakai = 200 mm

Tulangan yang dipakai D 10 – 200

$$A_s \text{ pakai} = \frac{0,25 \pi D^2 b}{S \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi (10)^2 (1.000)}{200}$$

$$= 392,7 \text{ mm}^2$$

Syarat :  $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$392,7 \text{ mm}^2 > 171 \text{ mm}^2 \quad (\text{Oke})$$

Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1

$$A_s \text{ min} = 0,0018 b_w d = 0,0018 \times 1.000 \times 100 = 171 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 392,7 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min}$$

Cek kapasitas Lentur

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{392,7 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 5,148 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 390 \times 392,7 \times \left( 95 - \frac{5,148}{2} \right)$$

$$= 12.739.787,3 \text{ Nmm} > 4.250.000 \text{ Nmm}$$

#### 4. Tulangan lapangan arah y

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$M_u = 3,655 \text{ KNm} = 3.655.000 \text{ Nmm}$$



$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3.655.000}{0,9} = 4.061.111,1 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{4.061.111,1}{1.000 \times 85^2} = 0,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (0,56)}{390}} \right) \\ &= 0,00145 \end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0035 > 0,00145 < 0,0278$  (Tidak Oke)

Sesuai **SNI 03-2847-2013 pasal 10.5 (3)** sebagai alternative, untuk komponen struktur besar dan masif luas tulangan yang diperlukan paling sedikit harus sepertiga lebih besar dari yang diperlukan.

Maka  $\rho$  diperbesar 30% ,  $\rho = 0,00145 \times 1,3 = 0,0019$

$A_s = \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0019 \times 1.000 \times 85$$

$$= 161,5 \text{ mm}^2$$

Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{161,5 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 2,12 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2}{0,8} = 2,5 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \text{ ....(tension controlled, asumsi awal benar)}$$

Syarat spasi antar tulangan ( SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3.2 ) diambil yang terkecil diantara :

$$S_{maks} = 2h = 2(125) = 250 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 3h = 3(125) = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D-10

$$S = \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \pi (10)^2 (1.000)}{161,5}$$

$$S = 486,3 \text{ mm} > 250 \text{ mm (Tidak Oke)}$$

Maka S pakai = 200 mm

Tulangan yang dipakai D 10 – 200

$$A_s \text{ pakai} = \frac{0,25 \pi D^2 b}{S \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi (10)^2 (1.000)}{200}$$

$$= 392,7 \text{ mm}^2$$

Syarat :  $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$392,7 \text{ mm}^2 > 161,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{Oke})$$

Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1

$$A_s \text{ min} = 0,0018 b_w d = 0,0018 \times 1.000 \times 85 = 153 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 392,7 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min}$$

Cek kapasitas Lentur

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 f_c b} = \frac{392,7 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 5,148 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi F_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 390 \times 392,7 \times \left( 85 - \frac{5,148}{2} \right)$$

$$= 11.361.410,26 \text{ Nmm} > 3.655.000 \text{ Nmm}$$

### 5. Kontrol ketebalan plat terhadap geser yang terjadi

a. Periksa geser dua arah (pons) pada jarak  $d/2$  dari muka kolom

$$\begin{aligned} d_{\text{rata-rata}} &= 120 - 20 - 10 = 90 \text{ mm} \\ b_o &= 4 \times (850 + 90) = 3.760 \text{ mm} \\ V_u &= (11 \times 12 - (0,85 + 0,095)^2) \times Q_u \\ &= (3,6 \times 4,2 - (0,85 + 0,095)^2) \times 11,7 \\ &= 166,456 \text{ KN} = 166,456 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.11.2.1, Nilai  $V_c$  diambil yang terkecil dari

$$\begin{aligned} - 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1,2} \right) = 0,453 \\ - 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) &= 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) = 0,25 \\ - 0,33 & \end{aligned}$$

$$\text{Maka dipakai } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,25 \times 1\sqrt{35} \times 3.780 \times 90 = 503.162,53 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 503.162,53 \text{ N} = 377.371,9 \text{ N}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$377.371,9 \text{ N} > 168.163 \text{ N (OK)}$$

b. Periksa geser satu arah pada jarak  $d/2$  dari muka kolom

$$x = \frac{4.200}{2} - \frac{850}{2} - 90 = 1.585 \text{ mm} = 1,585 \text{ m}$$

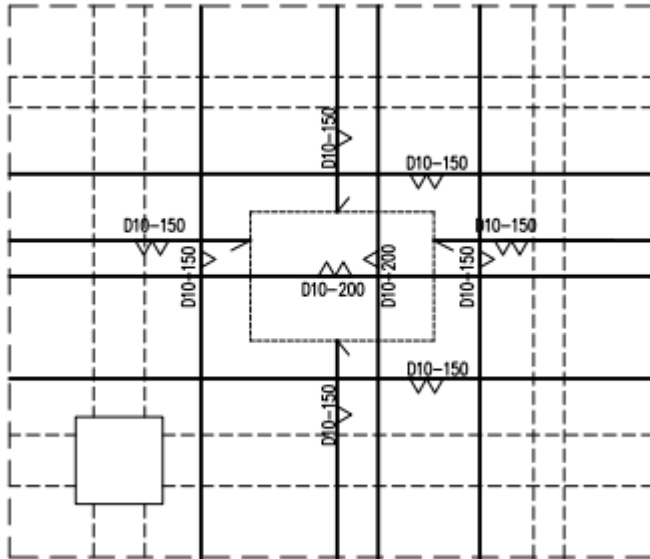
$$V_u = Q_u \times (1 \times 1,585) = 18,814 \text{ KN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1.1

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 1.000 \cdot 90 \\ &= 90.516 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 90.516 \text{ N} = 67.887 \text{ N} = 67,9 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &> V_u \\ 67,9 \text{ KN} &> 18,814 \text{ KN (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 6. 2 Detail penulangan pelat lantai type A

### 6.1.3 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 1 arah

a. Data Perencanaan :

Tipe pelat = G

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 Mpa

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{f_c' - 28 \text{ mpa}}{7} \times 0,05 = 0,8$$

Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 Mpa

Selimut beton = 20 mm

(SNI 03-2847-2013 Pasal 7.7.1)

D tulangan lentur = 10 mm

D tulangan susut = 10 mm

Bentang pelat sumbu panjang ( $L_y$ ) = 720 cm

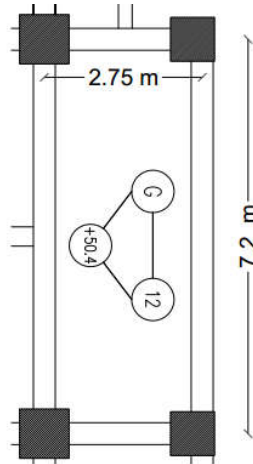
Bentang pelat sumbu pendek ( $Lx$ ) = 275 cm

Bentang bersih sumbu panjang ( $Ln_y$ ) = 660 cm

Bentang bersih sumbu pendek ( $Ln_x$ ) = 215 cm

Rasio sumbu panjang dan sumbu pendek bentang pelat:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{660}{215} = 3 > 2 \quad (\text{One Way Slab})$$



Gambar 6. 3 Panel pelat lantai type G

b. Analisa gaya dalam :

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 8.3.3

$$\begin{aligned} M_{t \text{ interior}} &= \frac{1}{12} W_u \cdot L_n^2 = \frac{1}{12} 11,7 \times 2,15^2 \\ &= 4,51 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{lapangan}} &= \frac{1}{16} W_u \cdot L_n^2 = \frac{1}{16} 11,7 \times 2,15^2 \\ &= 3,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} W_u \cdot L_n = \frac{1}{2} 11,7 \times 2,15 \\ &= 12,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Tebal manfaat pelat :

GAMBAR TULANGAN



$$\begin{aligned} dx &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} D \\ &= 120 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \left(\frac{1}{2} \cdot 10\right) \\ &= 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - D - \frac{1}{2} D \\ &= 120 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 10 - \left(\frac{1}{2} \cdot 10\right) \\ &= 85 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Tulangan Minimum dan Maksimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c' \beta_1}{F_y} \times \frac{600}{600 + F_y} = 0,037$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,024$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

### 1. Tulangan Tumpuan Interior

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$M_u = 4,51 \text{ kNm} = 4.510.000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4.510.000}{0,9} = 5.011.111,11 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{5.011.111,11}{1000 \times 95^2} = 0,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (0,56)}{390}} \right)$$

$$= 0,00145$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0035 > 0,00145 < 0,024 \quad (\text{Tidak Oke})$$

Sesuai **SNI 03-2847-2013 pasal 10.5 (3)** sebagai alternative, untuk komponen struktur besar dan masif luas tulangan yang diperlukan paling sedikit harus sepertiga lebih besar dari yang diperlukan.

Maka  $\rho$  diperbesar 30% ,  $\rho = 0,00145 \times 1,3 = 0,0019$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0019 \times 1000 \times 95$$

$$= 180,5 \text{ mm}^2$$

Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{180,5 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1000} = 2,4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,4}{0,8} = 2,7875 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \quad \dots (\text{tension controlled, asumsi awal benar})$$

Syarat spasi antar tulangan ( SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3.2 ) diambil yang terkecil diantara :

$$S_{\max} = 2h = 2(120) = 240 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 3h = 3(120) = 360 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D-10

$$S = \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \pi (10)^2 (1000)}{180,5}$$

$$= 435,12 \text{ mm}$$

$S = 462 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$  (Tidak Oke)

Maka  $S$  pakai = 200 mm

Tulangan yang dipakai D 10 – 200

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{S \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi (10)^2 (1000)}{200} \\ &= 392,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :  $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$392,7 \text{ mm}^2 > 170 \text{ mm}^2 \quad (\text{Oke})$$

Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1

$$A_s \text{ min} = 0,0018 b_w d = 0,0018 \times 1.000 \times 95 = 171 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 392,7 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min}$$

Cek kapasitas Lentur

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 f_c b} = \frac{392,7 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1000} = 5,148 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 392,7 \times \left( 95 - \frac{5,148}{2} \right) \\ &= 12.739.787,3 \text{ Nmm} > 4.533.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tulangan Susut

Menurut **SNI 03-2847-2013 Pasal 9.12.2.1** :

Untuk tulangan mutu 390 MPa menggunakan rasio tulangan minimum ( $\rho_{\min}$ ) = 0.018

$$\begin{aligned} A_{\text{susut}} &= \rho_{\text{susut}} \cdot b \cdot \text{tebal pelat} \\ &= 0,0018 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$= 216 \text{ mm}^2$$

Syarat :  $S_{maks} \leq 5h$  atau  $S_{maks} \leq 450 \text{ mm}$

$$S_{maks} = 5 \cdot 120 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D 10

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \pi 10^2 1000}{216} \\ &= 363,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :  $S = 300 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$  (Oke)

Maka dicoba  $S = 300 \text{ mm}$

Diapakai tulangan D10-300

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{0,25 \pi 10^2 1000}{300} \\ &= 261,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :  $A_{s \text{ pakai}} > A_s \text{ perlu}$

$$261,8 \text{ mm}^2 > 216 \text{ mm}^2 \quad \text{'(Oke)}$$

## 2. Tulangan Lapangan

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$M_u = 3,4 \text{ kNm} = 3.400.000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3.400.000}{0,9} = 3.777.777,8 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{3.777.777,8}{1000 \times 95^2} = 0,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (0,42)}{390}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0011$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0035 > 0,0011 < 0,024 \quad (\text{Tidak Oke})$$

Sesuai **SNI 03-2847-2013 pasal 10.5 (3)** sebagai alternative, untuk komponen struktur besar dan masif luas tulangan yang diperlukan paling sedikit harus sepertiga lebih besar dari yang diperlukan.

Maka  $\rho$  diperbesar 30% ,  $\rho = 0,0011 \times 1,3 = 0,00143$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,00143 \times 1000 \times 95$$

$$= 135,85 \text{ mm}^2$$

Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{135,85 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1000} = 1,8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,8}{0,8} = 2,25 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}100 = 37,5 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \quad \dots (\text{tension controlled, asumsi awal benar})$$

Syarat spasi antar tulangan ( SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3.2 ) diambil yang terkecil diantara :

$$S_{\max} = 2h = 2(120) = 240 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 3h = 3(120) = 360 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D-10

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \pi \phi^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \pi (10)^2 (1000)}{135,85} \\ &= 578,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$S = 578,14 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$  (Tidak Oke)

Maka  $S$  pakai = 200 mm

Tulangan yang dipakai D 10 – 200

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{S \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi (10)^2 (1000)}{200} \\ &= 392,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :  $\text{As pakai} > \text{As perlu}$

$$392,7 \text{ mm}^2 > 135,85 \text{ mm}^2 \quad (\text{Oke})$$

Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1

$$\text{As min} = 0,0018 b_w d = 0,0018 \times 1.000 \times 95 = 171 \text{ mm}^2$$

$$\text{As pakai} = 392,7 \text{ mm}^2 > \text{As min}$$

Cek kapasitas Lentur

$$= \frac{\text{As} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{392,7 \times 390}{0,85 \times 35 \cdot 1000} = 5,148 \text{ mm}$$

$$\text{Mu} = \phi \cdot F_y \cdot \text{As} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 390 \times 392,7 \times \left( 95 - \frac{5,148}{2} \right)$$

$$= 12.739.787,3 \text{ Nmm} > 3.400.000 \text{ Nmm}$$

Tulangan Susut

Menurut **SNI 03-2847-2013 Pasal 9.12.2.1** :

Untuk tulangan mutu 390 MPa menggunakan rasio tulangan minimum ( $\rho_{\min}$ ) = 0.018

$$\begin{aligned} \text{Asusut} &= \rho_{\text{susut}} \cdot b \cdot \text{tebal pelat} \\ &= 0,0018 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm} \\ &= 216 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :  $\text{Smaks} \leq 5h$  atau  $\text{Smaks} \leq 450 \text{ mm}$

$$\text{Smaks} = 5 \cdot 120 \text{ mm} = 625 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D 10

$$S = \frac{0,25 \pi D^2 b}{\text{As}}$$

$$= \frac{0,25 \pi 10^2 1000}{216}$$

$$= 363,61 \text{ mm}$$

Syarat :  $S = 300 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$  (Oke)

Maka dicoba  $S = 300 \text{ mm}$

Dipakai tulangan D10-300

$$As \text{ pakai} = \frac{0,25 \pi 10^2 1000}{300}$$

$$= 261,8 \text{ mm}^2$$

Syarat :  $As \text{ pakai} > As \text{ perlu}$

$261,8 \text{ mm}^2 > 216 \text{ mm}^2$  (Oke)

### 3. Kontrol ketebalan plat terhadap geser

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$V_u = 12,6 \text{ kN} = 12.600.000$$

Kontrol terhadap geser dilakukan pada bagian tumpuan.

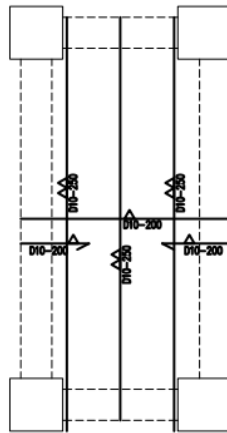
Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1.1

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 1.000 \cdot 95$$

$$= 95.544,7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 95.544,7 \text{ N} = 71.658,53 \text{ N}$$

$\phi V_c > V_u$  (Tebal pelat memenuhi persyaratan geser)



Gambar 6. 4 Detail penulangan plat type G

## 6.2 Perhitungan Balok Sekunder

Struktur balok sekunder yang dihitung merupakan balok yang membagi balok utama. Balok sekunder ini digunakan pada lantai 1 hingga lantai 14.

Data Perencanaan :

Tipe balok = BA 2

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 Mpa

$\beta_1 = 0,85 - \frac{f_c' - 28 \text{ mpa}}{7} \times 0,05 = 0,8$

Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 Mpa

Selimut beton = 40 mm

*(SNI 03-2847-2013 Pasal 7.7.1)*

D tulangan lentur = 16 mm

D tulangan geser = 10 mm

Panjang bentang = 4,2 m

Faktor reduksi geser ( $\phi$ ) = 0,75

Faktor reduksi lentur ( $\phi$ ) = 0,9

**6.2.1 Pembebanan balok sekunder**

Beban mati

Berat pelat (12 cm) =  $0.12 \times 23,52 = 2,8224 \text{ KN/m}^2$

Berat Keramik =  $0,2038 \text{ KN/m}^2$

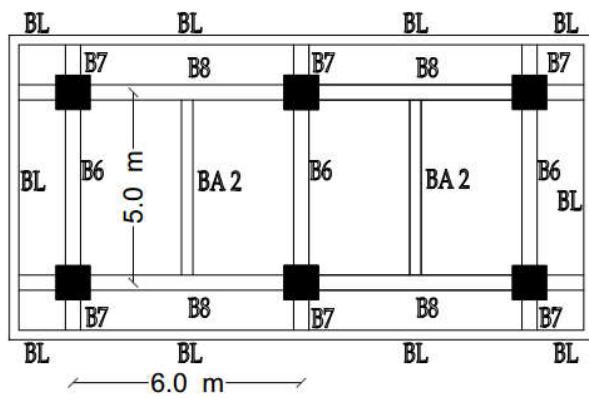
spesi =  $0,049 \text{ KN/m}^2$

Berat ducting =  $0,1176 \text{ KN/m}^2$

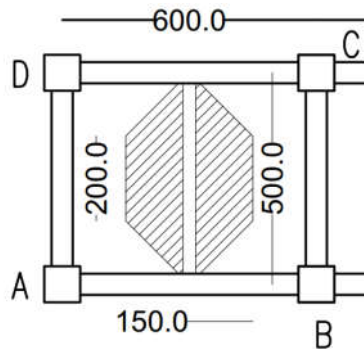
Berat plumbing =  $0,073 \text{ KN/m}^2$

Beban penggantung plafond =  $0,078 \text{ KN/m}^2$  +

$q \text{ DL} = 3,3438 \text{ KN/m}^2$



Gambar 6. 5 Denah balok sekunder BA 2



Perhiungan tributary balok sekunder BA 2

Dari sketsa tributary area balok BA 2 diatas Luas tributary balok anak :

$$A_{T \text{ BA}2} = 2 \times \frac{(2+5) \text{ m}}{2} \times 1,5 \text{ m} = 10,5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} W_{DL1} &= q \text{ DL} \times (L1 + L2) \times (A_{T \text{ BA}1} / 6 \text{ m} \times 5 \text{ m}) \\ &= 3,3438 \text{ KN/m}^2 \times 6 \text{ m} \times \left( \frac{10,5 \text{ m}^2}{30 \text{ m}^2} \right) \\ &= 7,022 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Berat sendiri balok anak :

$$W_{DL2} = 0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 23,52 \text{ KN/m}^3 = 3,53 \text{ KN/m}$$

Beban mati total :

$$\begin{aligned} W_{DL} &= W_{DL1} + W_{DL2} \\ &= (7,022 + 3,53) \text{ KN/m} \\ &= 10,552 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

### Beban Hidup

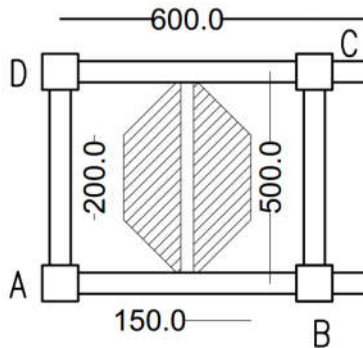
Beban hidup lantai rumah sakit :

$$W_L = 4,79 \text{ KN/m}^2 \times 6 \text{ m} \times \left( \frac{10,5 \text{ m}^2}{30 \text{ m}^2} \right) = 10,06 \text{ KN/m}$$

### Beban Ultimate

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 W_{DL} + 1,6 W_{LL} \\ &= 1,2 \times 10,552 \text{ KN/m} + 1,6 \times 10,06 \text{ KN/m} \\ &= 28,76 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

### 6.2.2 Analisis Balok sekunder



Karena balok anak pada perhitungan tidak termasuk bentang menerus, maka diasumsikan perletakan sendi-sendi

$$M_{\text{maksimal}} = \frac{1}{8} W_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 28,76 \text{ kN/m} \times (5 \text{ m})^2$$

$$= 89,9 \text{ KNm}$$

$$V_u = \frac{W_u \times L_n}{2} = \frac{28,76 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}}{2} = 71,9 \text{ KN}$$

Sebagai pembanding, dari hasil analisis SAP2000 diperoleh gaya dalam :

$$M_u = 63,6385 \text{ KNm}$$

$$V_u = 62,738 \text{ KNm}$$

$$T_u = 7,781 \text{ KNm}$$

Maka, diambil hasil terbesar dari analisis manual dan untuk torsi diambil dari hasil analisis SAP 2000 :

$$M_u = 89,9 \text{ KNm}$$

$$V_u = 71,9 \text{ KN}$$

$$T_u = 6,8088 \text{ KNm}$$

Tebal manfaat pelat :

$$\begin{aligned} dx &= h \text{ balok} - \text{decking} - D \text{ sengkang } \frac{1}{2} D \\ &= 500 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \left(\frac{1}{2} \cdot 16 \text{ mm}\right) \\ &= 442 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan Minimum dan Maksimum



$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036 \\ \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{F_y} \times \frac{600}{600 + F_y} = 0,037 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,0278 \\ m &= \frac{F_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11\end{aligned}$$

### 6.2.3 Perhitungan Balok sekunder

#### 1. Penulangan Lentur

- Menghitung kebutuhan tulangan awal  
 $M_u = 89,9 \text{ KNm} = 89.900.000 \text{ Nmm}$   
 $M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{89.900.000}{0,9} = 99.888.888,9 \text{ Nmm}$   
 $R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{99.888.888,9}{300 \times 442^2} = 1,7 \text{ N/mm}^2$   

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (1,7)}{390}} \right)$$

$$= 0,0045$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$   
 $0,0036 < 0,0045 < 0,024$  (Oke)  
Maka,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0045$   
 $A_{\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d$   
 $= 0,0045 \times 300 \times 442$   
 $= 596,7 \text{ mm}^2$
- Menentukan lebar efektif balok-T  
Lebar efektif balok-T ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 8.12.2 dipilih yang terkecil dari

$$B_{eff1} \leq \frac{L}{4} = \frac{5.000}{4} = 1.250 \text{ mm}$$

$$B_{eff2} \leq bw + 16 hf = 30 + 8 \times 125 = 2030$$

Digunakan  $B_{eff} = 1000 \text{ mm}$

- Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{As \text{ perlu} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b_{eff}} = \frac{596,7 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.250} = 6,3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6,3}{0,8} = 7,9 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}442 = 165,75 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \text{ ....(tension controlled, asumsi awal benar)}$$

- Kebutuhan penulangan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{0,25 \pi D^2} = \frac{596,7 \text{ mm}^2}{0,25 \pi 16^2} = 2,97 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= n 0,25 \pi D^2 = 5 \cdot 0,25 \pi 16^2 \\ &= 1.005,31 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$1.005,31 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \quad (\text{Oke})$$

- Jarak Tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - 2 \times \text{decking} - 2 \times D_{sengkan} - n \times D_{lentur}}{n-1} \\ &= \frac{300 - 2 \times 40\text{mm} - 2 \times 10 \text{ mm} - 5 \times 16}{5-1} \\ &= 30 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

- Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$As \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 300 \times 442 = 502,87 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 300 \times 442 = 447,36 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = 1.005,31 \text{ mm}^2 > As \text{ min}$$

- Cek kapasitas Lentur

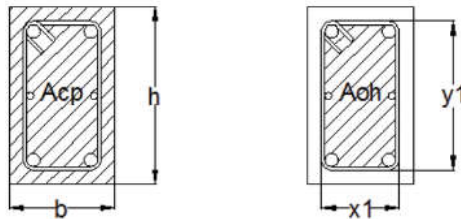
$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1.005,31 \times 390}{0,85 \times 35 \times 300} = 43,93 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 1.005,31 \times \left( 442 - \frac{43,93}{2} \right) \\ &= 148.215.150,4 \text{ Nmm} > 89.900.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

## 2. Tulangan Torsi

### Periksa kecukupan dimensi penampang terhadap beban geser lentur dan puntir

Ukuran penampang balok yang dipakai = 30/50



### Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \\ &= 300 \times 500 \\ &= 150.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

### Parimeter luar irisan penampang beton Acp

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b_{\text{balok}} + h_{\text{balok}}) \\ &= 2 \times (300 \text{ mm} + 500 \text{ mm}) \\ &= 1.600 \text{ mm} \end{aligned}$$

### Luas penampang dibatasi as tulangan sengkang

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (b - 2 \cdot t_{\text{decking}} - D_{\text{geser}}) \times (h - 2 \cdot t_{\text{decking}} - D_{\text{geser}}) \\ &= (300 - (2 \cdot 40) - 10) \times (500 - (2 \cdot 40) - 10) \\ &= 86.100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

**Keliling penampang dibatasi as tulangan sengkang**

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times [(b_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}}) + (h_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}})] \\
 &= 2 \times [(300 - 2 \cdot 40 - 13) + (500 - 2 \cdot 40 - 10)] \\
 &= 1.240 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil output diagram torsi pada SAP diperoleh momen puntir terbesar :

Momen Puntir Ultimate

Akibat Kombinasi 1,2D + 1,6L + 0,5Lr

$$Tu = 6,8088 \text{ KNm} = 6.808.800 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.1, nilai torsi boleh diabaikan bila torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\begin{aligned}
 T_{u \text{ min}} &= \phi 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 &= 0,75 \times 0,083 \times 1 \sqrt{35} \left( \frac{150.000^2}{1.600} \right) \\
 &= 5.178.880,78 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$T_u > T_{u \text{ min}} \quad (\text{Perlu desain tulangan torsi})$$

Jadi, penampang balok memerlukan tulangan puntir

Momen Puntir Nominal

Karena, desain torsi balok B2 termasuk torsi kompabilititas sehingga berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.2.2, nilai momen torsi dapat diambil yang terkecil dari :

$$Tu = 6.808.800 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 T_{cr} &= \phi 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 &= 0,75 \times 0,33 \times 1 \sqrt{35} \left( \frac{150.000^2}{1.600} \right) \\
 &= 20.590.730,81 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$T_u < T_{cr}$$

maka diambil nilai  $T_u = 6.808.800 \text{ Nmm}$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{6.808.800}{0.75} \\
 &= 9.078.400 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Geser Ultimate

$$V_u = 71,9 \text{ KN} = 71.900 \text{ N}$$

Jadi, penampang balok memerlukan tulangan puntir

- Cek Kecukupan Penampang Menahan Momen Puntir

Dimensi penampang melintang harus memenuhi ketentuan berikut

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f_c'}\right)$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b w d = 0.17.1. \sqrt{35}. 300.442 \\
 &= 133.360,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} &= \sqrt{\left(\frac{71.900}{300 \times 442}\right)^2 + \left(\frac{7.781.000 \times 1.240}{1,7 \times 86.100^2}\right)^2} \\
 &= 1,11
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f_c'}\right) &= 0,75 \left(\frac{133.360,3}{300 \times 442} + 0,66 \sqrt{35}\right) \\
 &= 3,687
 \end{aligned}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f_c'}\right)$$

$$1,11 < 3,687 \quad (\text{memenuhi})$$

Penampang balok mencukupi untuk menahan momen puntir.

### **Tulangan Puntir Untuk Lentur**

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan puntir sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.7 direncanakan berdasarkan persamaan berikut :

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left( \frac{F_{yt}}{F_y} \right) \cot^2 \theta$$

Dengan  $\frac{A_t}{s}$  dihitung sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.6 berasal dari persamaan di bawah :

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt}}{s} \cot \theta$$

Untuk beton non pretegang  $\theta = 45^\circ$

$$\begin{aligned} \text{Dimana, } A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 86.100 \\ &= 73.185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt} \times \cot \theta} \\ &= \frac{10.374.666,67}{2 \times 73.185 \times 390 \times \cot 45} \\ &= 0,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka tulangan puntir untuk lentur :

$$\begin{aligned} A_l &= 0,23 \times 1.240 \times \left( \frac{390}{390} \right) \cot^2 45 \\ &= 284,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.5.3 tulangan torsi longitudinal minimum harus dihitung dengan ketentuan :

$$A_{l \text{ min}} = \frac{0,42 \times \sqrt{f_c'} \times A_{cp}}{F_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{F_{yt}}{F_y}$$

Dimana  $\frac{A_t}{s}$  tidak boleh kurang dari  $0,175 \frac{b_w}{f_{yt}}$

$$\frac{A_t}{s} = 0,23 > 0,175 \frac{300}{390} = 0,135, \text{ Maka}$$

$$A_l \text{ min} = \frac{0,42 \times \sqrt{35} \times 150.000}{390} - 0,23 \times 1.240 \frac{390}{390}$$

$$= 671,582 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 225,36 \text{ mm}^2 < 671,582 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_l$  untuk torsi =  $671,582 \text{ mm}^2$

$A_l$  pada torsi didistribisikan di semua muka balok, gunakan  $1/4 A_l$  di dua sudut teratas dan  $1/4 A_l$  di dua sudut terbawah.

$$1/4 A_l = (1/4) \times 671,582 \text{ mm}^2 = 167,9 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan tulangan longitudinal torsi berdasarkan perhitungan lentur pada penampang balok sebelumnya :

a. Sisi tulangan atas tumpuan interior,  $A_s \text{ perlu} = 613,94 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu total} = 596,7 + 167,9 = 764,6 \text{ mm}^2$$

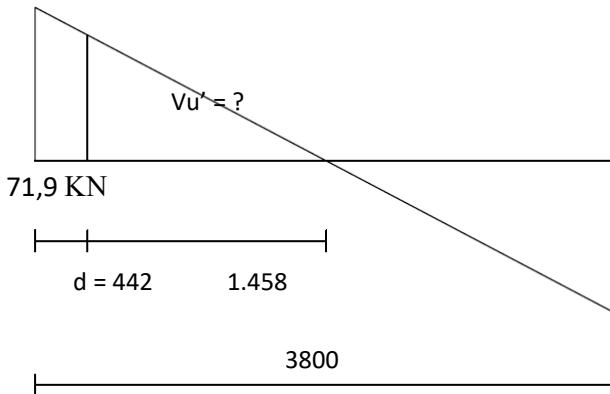
$$A_s \text{ terpasang} = 1.005,31 \text{ mm}^2 > 764,6 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

b. Pada bagian tengah butuh tulangan torsi  $A_l = 335,8 \text{ mm}^2$

Gunakan 4D13,  $A_s = 530,93 \text{ mm}^2$  disepanjang tumpuan maupun lapangan bentang.

### 3. Tulangan Geser

Gaya geser yang dipakai dalam perhitungan adalah gaya geser terfaktor,  $V_u$  sejarak  $d$  dari muka tumpuan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.1.3.1



$$Vu' = \frac{Vu}{1900} (1.458) = \frac{71,9 \text{ kN}}{1900} (1.458) = 55,17 \text{ kN}$$

$$= 55.170 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1.1

$$Vc = 0,17 \lambda \sqrt{f'c} bwd = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 442$$

$$= 133.360,3 \text{ N}$$

$$\phi Vc = 0,75 \times 133.360,3 \text{ N} = 100.020,23 \text{ N}$$

$$0,5 \phi Vc = 0,5 \times 100.020,225 \text{ N} = 50.010,113 \text{ N}$$

#### Kondisi 1

$Vu \leq 0,5 \times \phi \times Vc \rightarrow$  Tidak Perlu Tulangan Geser

$$55.170 \text{ N} < 50.010,113 \text{ N} \text{ (**Memenuhi**)}$$

#### Kondisi 2

$0,5 \times \phi \times Vc \leq Vu \leq \phi \times Vc \rightarrow$  Tulangan Geser Minimum

$$50.010,12 \text{ N} < 55.170 \text{ N} < 100.020,23 \text{ N}$$

Maka perencanaan penulangan geser balok hanya memerlukan tulangan geser minimum.

Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 11.4.6 dimana tulangan geser minimum yang disediakan adalah :



$$A_{vmin} = 0,062 \sqrt{f'c} \frac{b}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 0,062 \sqrt{f'c} \frac{bw}{f_{yt}} = 0,0062 \cdot \sqrt{35} \frac{300}{390}$$

$$= 0,282 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari,

$$A_{vmin} = \frac{0,35 \cdot bw}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{0,35 \cdot bw}{f_{yt}} = \frac{0,35 \cdot 300}{390}$$

$$= 0,27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Akibat kombinasi geser dan torsi, kebutuhan penulangan geser adalah :

$$A_v + 2A_t = 0,27 + 2 \times 0,23 = 0,73 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang dua kaki D10

$$A_v = 2 \times 0,25 \pi D^2 = 2 \times 0,25 \pi 10^2$$

$$= 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_{vmin}}{0,73} = \frac{157,08}{0,73} = 215,18 \text{ mm}$$

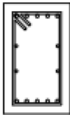
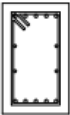
Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 11.4.5.1 Jarak sengkang tidak boleh lebih dari

$$\frac{d}{2} = \frac{442 \text{ mm}}{2} = 221 \text{ mm}$$

$$215,18 \text{ mm} < 221 \text{ mm} \text{ ( Oke )}$$

Diambil jarak sengkang = 150 mm

Maka dipasang sengkang 2D10-150 mm pada daerah lapangan dan tumpuan balok sekunder BA2.

TYPE LANTAI	BA 2	
	TUMPUAN	LAPANGAN
LANTAI 1-ATAP		
B X H	300 x 500	300 x 500
TUL. ATAS	5 D16	5 D16
TUL. BAWAH	5 D16	5 D16
TUL. BADAN	4 D13	4 D13
SENGKANG	2D10-150	2D10-150

Gambar 6. 6 Penampang balok sekunder BA 2

### 6.3 Perencanaan Tangga

Perencanaan struktur tangga dapat mengambil beberapa macam alternatif, baik itu konstruksi maupun perletakkannya

Dalam perencanaan ini tangga diasumsikan sebagai frame 2 dimensi, yang kemudian dianalisa untuk menentukan gaya – gaya dalamnya dengan perencanaan struktur statis tak tentu. Perletakan dapat diasumsikan sebagai sendi – sendi , sendi – jepit, sendi – rol.

Tangga Gedung Dokter Gigi ini akan dimodelkan sebagai frame statis tak tentu (penyelesaian dengan cara cross) dengan kondisi perletakan berupa sendi (diletakan pada ujung bordes) dan jepit (diletakkan pada ujung pile cap atau balok anak)

Berikut akan dibahas perencanaan dimensi tangga tipe 2 As (G - H; 7 – 8). Adapun data-data dan perhitungan tangga dan bordes adalah sebagai berikut:

➤ Data – data perencanaan

Tipe tangga	: Tipe 2
Tinggi tangga	: 420 cm
Tinggi plat bordes	: 210 cm
Tebal plat tangga	: 15 cm
Tebal plat bordes	: 15 cm
Lebar injakan (i)	: 30 cm
Tinggi tanjakan (t)	: 17,5 cm
Jumlah tanjakan	: 20 buah
Panjang datar tangga	: 3,6 m
Kemiringan tangga	: $\tan \alpha = \frac{\text{tinggi bordes}}{\text{panjang datar tangga}}$

$$= \frac{210}{360} = 0,583$$

$$\alpha = 30,24^\circ$$

Cek syarat :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$   
 $60 \leq (2 \cdot 17,5 + 30) \leq 65$

$$60 < 65 = 65 \text{ ( OKE )}$$

- $25 \leq (\alpha) \leq 40$

$$25 < 30,24 < 40 \text{ ( OKE )}$$

Tebal efektif pelat tangga

$$\text{Luas } \Delta 1 = 0,5 \times l \times t = 0,5 \times 30 \times 17,5 = 262,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas } \Delta 2 = 0,5 \times (i^2 + t^2)^{0,5} \cdot d$$

$$= 0,5 \times (27,5^2 + 17,5^2)^{0,5} \cdot d = 17,37d$$

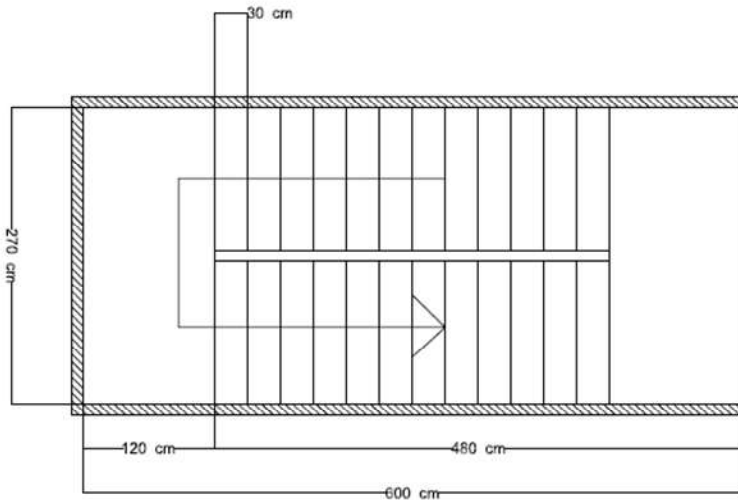
$$\text{Persamaan luas } \Delta 1 = \text{luas } \Delta 2$$

$$262,5 = 17,37d$$

$$d = 15,11 \text{ cm}$$

$$0,5d = 7,56 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi efektif pelat} = 15 \text{ cm} + 7,56 \text{ cm} = 22,56 \text{ cm}$$



Gambar 6. 7 Denah tangga type 2

### 6.3.1 Pembebanan tangga

Berat pelat anak tangga

Beban mati (DL) sesuai SNI 2847-2013 dan brosur

$$\text{pelat tangga} = \frac{0,2256}{\cos 30,24} \times 23,52 \text{ KN/m}^3 = 6,142 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Sandaran} &= \frac{0,033 \text{ KN/m}}{1,3 \text{ m}} = 0,025 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat Keramik} &= 0,225 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{spesi} &= \underline{0,049 \text{ KN/m}^2} + \\
 q \text{ DL} &= 6,441 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban hidup(LL) sesuai SNI 2847-2013 tabel 4-1

$$\text{Beban hidup tangga} = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

Beban ultimate

Untuk tangga

$$\begin{aligned}
 U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (6,441 \text{ KN/m}^2) + 1,6 (4,79 \text{ KN/m}^2) \\
 &= 15,39 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Berat pelat bordes

Beban mati (DL) sesuai PPIUG 1983 tabel 2.1 :

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat bordes} &= 0.15\text{m} \times 23,52 \text{ KN/m}^3 = 3,53 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat Keramik} &= 0,21 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{spesi} &= \underline{0,049 \text{ KN/m}^2} + \\
 q \text{ DL} &= 3,789 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban hidup(LL) sesuai SNI 2847-2013 tabel 4-1

$$\text{Beban hidup tangga} = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

Untuk bordes

$$\begin{aligned}
 U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (3,789 \text{ KN/m}^2) + 1,6 (4,79 \text{ KN/m}^2) \\
 &= 12,211 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

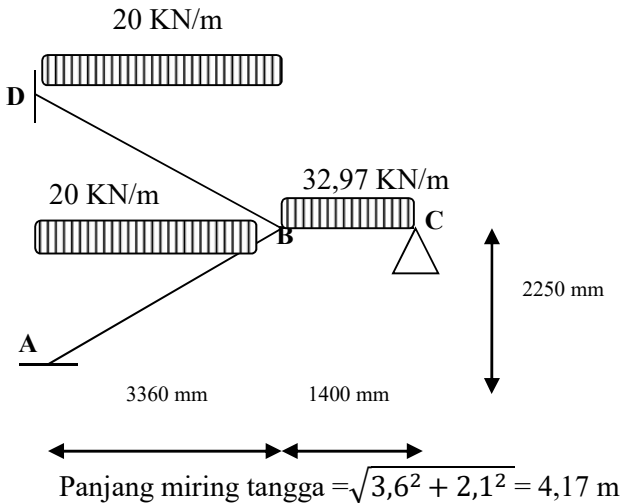
Beban merata (Q)

$$\begin{aligned} Q_{\text{tangga}} &= 15,39 \text{ KN/m}^2 \times 1,3 \text{ m} \\ &= 20 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{bordes}} &= 12,211 \text{ KN/m}^2 \times 2,7 \text{ m} \\ &= 32,97 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

### 6.3.2 Mekanika tangga

Pelat tangga dan pelat bordes menerima beban gravitasi dan menggunakan kombinasi beban ultimate.



*Penyelesaian cross*

$$\begin{aligned} \mu_{BA} : \mu_{BC} : \mu_{BD} &= \frac{4EI}{4,17} : \frac{3EI}{1,2} : \frac{4EI}{4,17} \\ &= 0,96EI : 2,5EI : 0,96EI \end{aligned}$$

$$\mu_{BC} = \frac{2,5EI}{2,5EI + 0,96EI + 0,96EI} = 0,566$$

$$\mu_{BA} = \mu_{BD} = \frac{0,96EI}{2,5EI + 0,96EI + 0,96EI} = 0,217$$

$$\text{Kontrol : } \mu_{BA} + \mu_{BC} + \mu_{BD} = 1 \quad (\text{ok})$$

Momen Primair

$$\text{MF BA} = -1/12 \cdot 20 \text{ KN/m} \cdot (3,6 \text{ m})^2 = -21,6 \text{ KNm}$$






$$MF_{AB} = +21,6$$

$$MF_{BC} = +1/8 \cdot 32,97 \text{ KN/m} \cdot (1,2\text{m})^2 = +5,935 \text{ KNm}$$

$$MF_{BD} = -1/12 \cdot 20 \text{ KN/m} \cdot (3,6\text{m})^2 = -21,6 \text{ KNm}$$

$$MF_{DB} = +21,6$$

Tabel Cross

Titik Batang	B			D	A
	BC	BA	BD	DB	AB
FD	-0,566	-0,217	-0,217	0	0
MF	5,935	-21,6	-21,6	21,6	21,6
MD	21,09	8,087	8,087	0	0
MI	0	0	0	4,044	4,044
MD	0	0	0	0	0
M akhir	27,025	-13,513	-13,513	25,644	25,644
Gambar Momen					

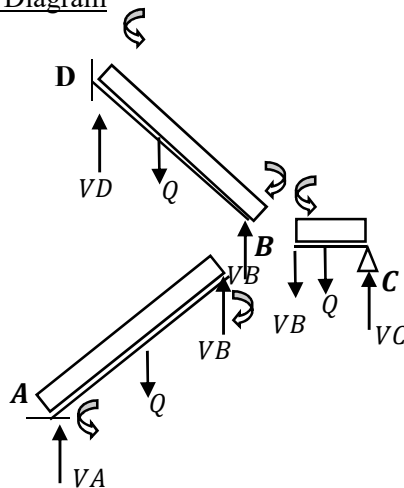
Kontrol Momen Akhir

$$\sum M_{\text{Akhir}} = 0$$

$$M_{BC} + M_{BA} + M_{BD} = 0$$

$$27,025 - 13,513 - 13,513 = 0 \text{ ( OKE )}$$

Free Body Diagram



Batang BD

$$\Sigma M_B = 0 \text{ misal } V_A \uparrow$$

$$V_D \cdot L - \frac{1}{2} \cdot q \cdot L^2 + M_{(BD)} - M_{(DB)} = 0$$

$$V_D \cdot 3,6 \text{ m} - \frac{1}{2} \cdot 20 \text{ KN/m} \cdot (3,6 \text{ m})^2 + 13,513 \text{ KNm} - 25,644 = 0$$

$$V_D = 39,37 \text{ KN} \uparrow$$

$$V_B = Q - V_A = (20 \times 3,6) - 39,37 = 32,63 \text{ KN} \uparrow$$

Batang BA

$$\Sigma M_B = 0 \text{ misal } V_A \uparrow$$

$$V_A \cdot L - \frac{1}{2} \cdot q \cdot L^2 + M_{(BA)} = 0$$

$$V_A \cdot 3,6 \text{ m} - \frac{1}{2} \cdot 20 \text{ KN/m} \cdot (3,6 \text{ m})^2 + 13,513 \text{ KNm} - 25,644 = 0$$

$$V_A = 39,37 \text{ KN} \uparrow$$

$$V_B = Q - V_A = (20,24 \times 3,6) - 39,37 = 33,63 \text{ KN} \uparrow$$

Batang BC

Untuk reaksi VB pada batang BC dapat diambil dari reaksi penjumlahan antara reaksi VB di batang BC dan VB di batang B. Karena pada titik B bukan merupakan perletakan.

Maka kontrol  $\Sigma V$  pada titik B = 0.

$$\Sigma V_B = 0$$

$$V_{B.BA} + V_{B.BC} + V_{B.BD} = 0$$

$$33,63 \text{ KN} + 33,63 \text{ KN} + V_{B.BD} = 0$$

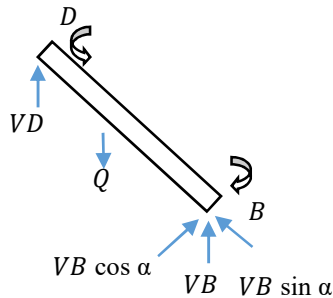
$$V_{B.BD} = 67,26 \text{ KN} \downarrow$$

Maka reaksi VC adalah :

$$V_C = V_B + Q = 67,26 + (32,97 \times 1,2) = 106,824 \text{ KN} \uparrow$$



Mencari M max  
Batang BD



$$\begin{aligned} N_{BD} &= -VB \sin(30,24) = -33,63 \text{ kN} \cdot \sin(30,24) \\ &= -16,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{BD} &= -VB \cos(30,24) = 33,63 \text{ kN} \cdot \cos(30,24) \\ &= -29,054 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{DB} &= VD \cos(30,24) = 39,37 \text{ kN} \cos(30,24) \\ &= 34,013 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bidang N, D, dan M

Lihat kanan potongan

$$N_{X2} = -16,94 \text{ kN}$$

$$X_2 = 0$$

$$X_2 = 3,6$$

$$D_x = 0 \quad (\text{titik B dianggap } 0)$$

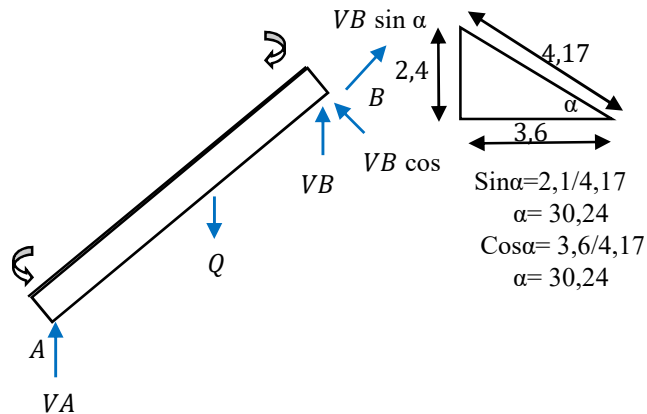
$$-VB \cos(30,24) + 20 \text{ kN/m} (X) = 0$$

$$X = 29,054 \text{ kN} / 20 \text{ kN/m} = 1,453 \text{ m (dari titik B)}$$

$$\begin{aligned} M_{(1,453)} &= VB \cos(30,24) X + 1/2 \cdot 20 (X)^2 - M_{(BD)} + M_{(DB)} \\ &= -29,054(1,453) + 1/2 \cdot 20(1,453)^2 - 13,513 + 25,644 \\ &= -8,97 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = M_{\text{tumpuan D}} = 25,644 \text{ kNm}$$

Mencari  $M_{max}$   
Batang BA



$$N_{BA} = V_B \sin(30.24) = 33.63 \text{ kN} \cdot \sin(30.24) \\ = 16.94 \text{ kN}$$

$$D_{BA} = -V_B \cos(30.24) = -33.63 \text{ kN} \cdot \cos(30.24) \\ = -29.054 \text{ kN}$$

$$D_{AB} = V_A \cos(30.24) = 39.37 \text{ kN} \cos(30.24) \\ = 34.013 \text{ kN}$$

Bidang N, D, dan M  
Lihat kanan potongan

$$N_{X2} = 16.94 \text{ kN}$$

$$X_2 = 0$$

$$X_2 = 3.6$$

$$D_x = 0 \quad (\text{titik B dianggap } 0)$$

$$-V_B \cos(30.24) + 20 \text{ kN/m} (X) = 0$$

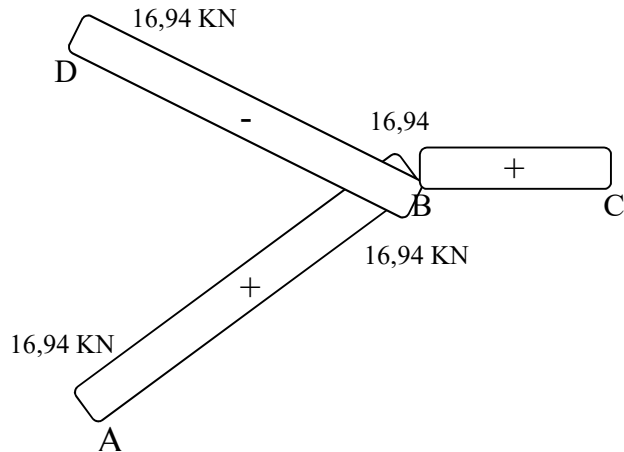
$$X = 29.054 \text{ kN} / 20 \text{ kN/m} = 1.453 \text{ m (dari titik B)}$$

$$M_{(1.453)} = -V_B \cos(29) X + 1/2 \cdot 20.24 (X)^2 - M_{(BA)} + M_{(AB)} \\ = -29.054(1.453) + 1/2 \cdot 20(1.453)^2 - 13.513 + 25.644 \\ = -8.97 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = M_{\text{tumpuan A}} = 25.644 \text{ kNm}$$

Momen tanga yang digunakan adalah momen tanga pada batang AB yaitu 25,644 KNm, sedangkan momen pada bordes diambil 27,025 KNm.

### Diagram Bidang N



### Diagram Bidang D

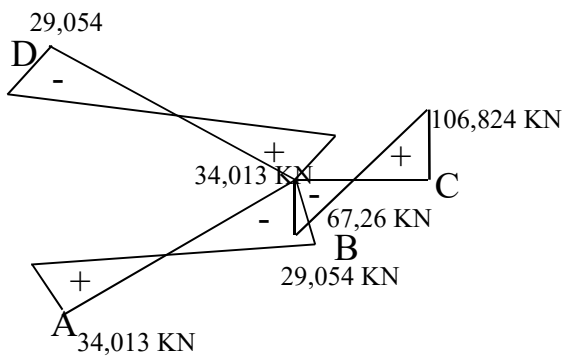
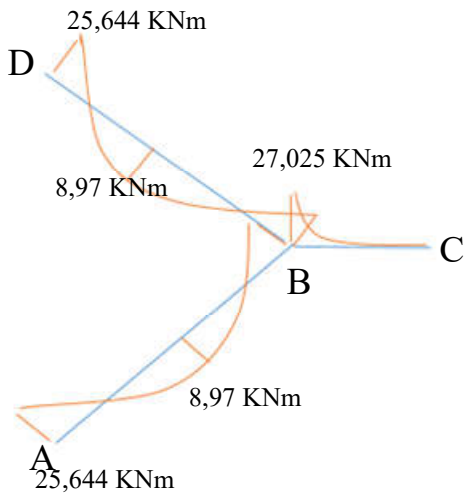


Diagram Bidang M



### 6.3.3 Penulangan pelat tangga

Dalam contoh perhitungan penulangan plat ini, tipe tangga yang digunakan adalah tangga penghubung lantai 1 dengan lantai 2. Adapun data-data, gambar denah tipe plat dan perhitungan penulangan plat tangga adalah sebagai berikut:

Adapun data perencanaan sebagai berikut:

Tipe plat : plat tangga

As plat : T1

Mutu beton ( $f_c'$ ) : 35 Mpa

Mutu baja ( $f_y$ ) : 390 Mpa

$\beta$  : 0,8

Tebal plat : 15 cm

Tebal selimut beton : 20 cm

Diameter tulangan lentur : 13 mm

Diameter tulangan susut : 10 mm

BJ beton : 23,52 KN/m<sup>3</sup>

Tebal manfaat Plat:

$$\begin{aligned} dy &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} D \\ &= 150\text{mm} - 20\text{mm} - (\frac{1}{2} \cdot 13\text{mm}) \\ &= 123,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - d - \frac{1}{2} d \\ &= 150\text{mm} - 20\text{mm} - 13\text{mm} - (\frac{1}{2} \cdot 13\text{mm}) \\ &= 110,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan Minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c' \beta}{F_y} + \frac{600}{600 + F_y} = 0,037$$

*(SNI 2847-2013 pasal 8.4.3)*

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,0278$$

*(SNI 2847-2013 pasal 8.4.3)*

$$m = \frac{F_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

1. Tulangan tangga arah y

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$Mu = 25,644 \text{ KNm} = 25.644.000 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{25.644.000}{0,9} = 28.493.333,33 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{28.493.333,33}{1.000 \times 123,5^2} = 1,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{F_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (1,87)}{390}} \right] \\ &= 0,005 \end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,005 < 0,024 \text{ (Tidak Oke)}$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,005 \times 1.000 \times 123,5$$

$$= 617,5 \text{ mm}^2$$

Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{As \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{617,5 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 8,1 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,1}{0,8} = 9 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}123,5 = 46,3 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \text{ ....(tension controlled, asumsi awal benar)}$$

Syarat spasi antar tulangan ( SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3.2 ) diambil yang terkecil diantara :

$$Smaks = 2h = 2(150) = 300 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 3h = 3(150) = 450 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D-13

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \pi (13)^2 (1.000)}{617,5} \\ &= 214,95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 214,95 \text{ mm} < 300 \text{ mm (Oke)}$$

Maka S pakai = 150 mm

Tulangan yang dipakai D 13 – 150

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{S \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi (13)^2 (1.000)}{150} \\ &= 884,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :  $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$884,9 \text{ mm}^2 > 617,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{Oke})$$

Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 1.000 \times 123,5 = 468,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 1.000 \times 123,5 = 443,3 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 884,9 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min}$$

Cek kapasitas Lentur

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 f_c b} = \frac{884,9 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 11,6 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,9 \times 390 \times 884,9 \times \left(123,5 - \frac{10,3}{2}\right) \\
 &= 36.557.608,23 \text{ Nmm} > 27.025.000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

## 2. Tulangan tangga arah x

Tulangan Susut

Menurut **SNI 03-2847-2013 Pasal 9.12.2.1** :

Untuk tulangan mutu 390 MPa menggunakan rasio tulangan minimum ( $\rho_{\min}$ ) = 0.018

$$\begin{aligned}
 \text{Asusut} &= \rho_{\text{susut}} \cdot b \cdot \text{tebal pelat} \\
 &= 0,0018 \cdot 1.000\text{mm} \cdot 150 \text{ mm} \\
 &= 270 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat :  $S_{\text{maks}} \leq 5h$  atau  $S_{\text{maks}} \leq 450 \text{ mm}$

$$S_{\text{maks}} = 5 \cdot 150\text{mm} = 750 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D 10

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s} \\
 &= \frac{0,25 \pi 10^2 1.000}{270} \\
 &= 290,89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat :  $S = 290,89 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$  (Oke)

S pakai = 200 mm (Oke)

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \pi 10^2 1.000}{200} \\
 &= 392,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat :  $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ susut}$

$$392,7 \text{ mm}^2 > 270 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{(Oke)}$$

Jadi tulangan arah y ( panjang ) pada tangga dipakai D13-150 sedangkan untuk arah x (pendek) dipasang tulangan susut D10-200.

### 6.3.4 Penulangan pelat Bordes

Dalam contoh perhitungan penulangan plat ini, tipe tangga yang digunakan adalah tangga penghubung lantai 12 dengan lantai 13. Adapun data-data, gambar denah tipe plat



dan perhitungan penulangan plat tangga adalah sebagai berikut:

Adapun data perencanaan sebagai berikut:

Tipe plat	: plat tangga
As plat	: T1
Mutu beton ( $f_c'$ )	: 35 Mpa
Mutu baja ( $f_y$ )	: 390 Mpa
$\beta$	: 0,8
Tebal plat	: 15 cm
Tebal selimut beton	: 20 mm
Diameter tulangan lentur	: 13 mm
Diameter tulangan susut	: 10 mm
BJ beton	: 23,52 KN/m <sup>3</sup>

Tebal manfaat Plat:

$$\begin{aligned}
 dx &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} D \\
 &= 150\text{mm} - 20\text{mm} - (\frac{1}{2} \cdot 13\text{mm}) \\
 &= 123,5 \text{ mm} \\
 dy &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - d - \frac{1}{2} d \\
 &= 150\text{mm} - 20\text{mm} - 13\text{mm} - (\frac{1}{2} \cdot 10\text{mm}) \\
 &= 112 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### Tulangan Minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c' \beta}{F_y} + \frac{600}{600 + F_y} = 0,037$$

**(SNI 2847-2013 pasal 8.4.3)**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,0278$$

**(SNI 2847-2013 pasal 8.4.3)**

$$m = \frac{F_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

#### 1. Tulangan bordes arah x

Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$M_u = 27,025 \text{ KNm} = 27.025.000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{27.025.000}{0,9} = 30.027.777,78 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{30.027.777,78}{1.000 \times 123,5^2} = 2 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (2)}{390}} \right] \\ &= 0,0053 \end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 > 0,0053 < 0,024 \quad (\text{Tidak Oke})$$

Maka  $\rho$  perlu = 0,0053

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0053 \times 1.000 \times 123,5$$

$$= 654,55 \text{ mm}^2$$

Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{654,55 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 8,6 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,6}{0,8} = 10,75 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8}d = \frac{3}{8}125 = 46,875 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8}d \quad \dots (\text{tension controlled, asumsi awal benar})$$

Syarat spasi antar tulangan ( SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.4 dan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3.2 ) diambil yang terkecil diantara :

$$S_{\max} = 2h = 2(150) = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 3h = 3(150) = 450 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Dicoba tulangan D-13

$$S = \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \pi (10)^2 (1.000)}{654,55}$$

$$= 202,8 \text{ mm}$$

$$S = 202,8 \text{ mm} < 300 \text{ mm (Oke)}$$

Maka S pakai = 150 mm

Tulangan yang dipakai D 13 – 150

$$A_s \text{ pakai} = \frac{0,25 \pi D^2 b}{S \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi (13)^2 (1.000)}{150}$$

$$= 884,9 \text{ mm}^2$$

Syarat :  $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$884,9 \text{ mm}^2 > 654,55 \text{ mm}^2 \quad (\text{Oke})$$

Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$A_s \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d$$

$$= \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 1.000 \times 123,5 = 468,4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 1.000 \times 123,5 = 443,3 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 884,9 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min}$$

Cek kapasitas Lentur

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{884,9 \times 390}{0,85 \times 35 \times 1.000} = 11,6 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 390 \times 884,9 \times \left( 123,5 - \frac{10,3}{2} \right)$$

$$= 36.557.608,23 \text{ Nmm} > 27.025.000 \text{ Nmm}$$

## 2. Tulangan Susut

Berdasarkan ***SNI 03-2847-2013 Pasal 9.12.2.1*** :

Untuk tulangan mutu 390 MPa menggunakan rasio tulangan minimum ( $\rho_{\min}$ ) = 0.018

$$\begin{aligned} \text{Asusut} &= \rho_{\text{susut}} \cdot b \cdot \text{tebal pelat} \\ &= 0,0018 \cdot 1.000\text{mm} \cdot 150 \text{ mm} \\ &= 270 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :  $S_{\text{maks}} \leq 5h$  atau  $S_{\text{maks}} \leq 450 \text{ mm}$

$$S_{\text{maks}} = 5 \cdot 150\text{mm} = 750 \text{ m}$$

Dipakai tulangan D 10

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \pi 10^2 1.000}{270} \\ &= 290,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :  $S = 290,89 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$  (Oke)

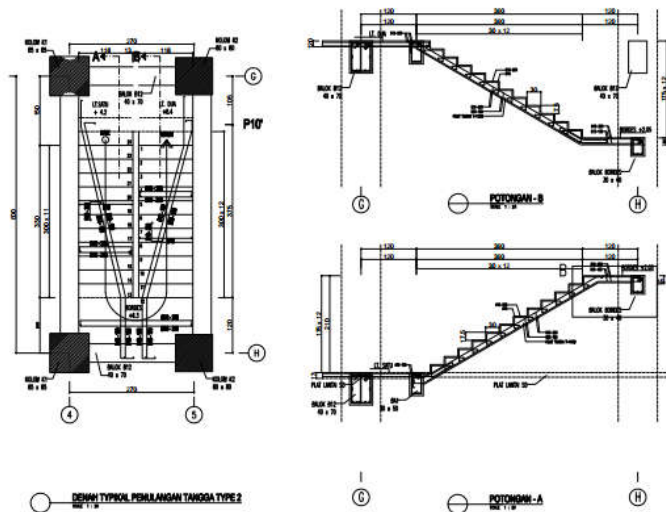
S pakai = 200 mm (Oke)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \pi 10^2 1.000}{200} \\ &= 392,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :  $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ susut}$

$$392,7 \text{ mm}^2 > 270 \text{ mm}^2 \rightarrow (\text{Oke})$$

Jadi tulangan y dipakai D10-200



Gambar 6. 8 Denah, Potongan Tulangan Tangga

### 6.3.5 Perencanaan Balok Bordes

Berikut akan dibahas penulangan **balok bordes BD (30/40)** elevasi + 6,3. Balok bordes direncanakan untuk memikul beban mati dan reaksi perletakan dari tangga. Sebagai contoh perhitungan akan ditinjau balok bordes pada tangga yang menghubungkan lantai 1 dengan lantai 2.

#### a. Data-data penulangan balok :

Tipe balok	: BD (30/40)
Bentang balok (L balok)	: 2700 mm
Dimensi balok (b balok)	: 300 mm
Dimensi balok (h balok)	: 400 mm
Kuat tekan beton ( $f_c'$ )	: 35 MPa
Kuat leleh tulangan lentur ( $f_y$ )	: 390 MPa
Kuat leleh tulangan geser ( $f_{yv}$ )	: 390 MPa
Kuat leleh tulangan puntir ( $f_{yt}$ )	: 390 MPa
Tebal selimut beton	: 40 mm

Diameter tulangan lentur (D lentur)	: 16 mm
Diameter tulangan geser (D geser)	: 10 mm
Jarak spasi tulangan sejajar (S sejajar)	: 25 mm
<b>[SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.1]</b>	
Jarak spasi tulangan antar lapis (S antar lapis)	: 25 mm
<b>[SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.2]</b>	
Tebal selimut beton (t decking)	: 40 mm
<b>[SNI 03-2847-2013 pasal 7.7.1]</b>	
Faktor $\beta_1$	: 0,836
Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\phi$ )	: 0,9
<b>[SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.(1)]</b>	
Faktor reduksi kekuatan geser ( $\phi$ )	: 0,75
<b>[SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.(3)]</b>	
Maka, tinggi efektif balok :	
$d = h - \text{decking} - D \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tul lentur}$	
$= 400 - 40 - 10 - (\frac{1}{2} \cdot 16)$	
$= 342 \text{ mm}$	

#### Pembebanan Balok bordes

Beban mati

$$\text{Berat sendiri} = 0,3\text{m} \times 0,4\text{m} \times 23,52\text{KN/m}^3 = 2,82 \text{ KN/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 2,1 \text{ m} \times 0,85 \text{ KN/m} = 1,8 \text{ KN/m} +$$


---


$$q_d = 4,62 \text{ KN/m}$$

$$q_d \text{ ultimate} = 1,2 \times 4,62 \text{ KN/m} = 5,544 \text{ KN/m}$$

$$\text{beban pelat bordes} = 106,824 \times 1/2,7 \text{ m} = 39,564 \text{ KN/m} +$$


---


$$q_u = 45,108 \text{ KN/m}$$

#### Analisis Balok Bordes

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 8.3.3

$$M_{\text{lapangan}} = \frac{1}{8} W_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 45,108 \text{ kN/m} \times (2,7\text{m})^2$$

$$= 41,105 \text{ KNm}$$

$$V_u = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{45,108 \text{ kN/m} \times 2,7 \text{ m}}{2} = 60,9 \text{ KN}$$

Sebagai pembanding, dari hasil analisis SAP2000, didapatkan :

$$M_u = 15,9 \text{ KNm}$$

$$V_u = 29,087 \text{ KN}$$

$$T_u = 9,381 \text{ KNm}$$

Maka, untuk perencanaan diambil yang terbesar dari kedua hasil tersebut :

$$M_u = 41,105 \text{ KNm}$$

$$V_u = 60,9 \text{ KN}$$

$$T_u = 9,381 \text{ KNm}$$

Tebal manfaat pelat :

$$\begin{aligned} dx &= h \text{ balok} - \text{decking} - D \text{ sengkang } \frac{1}{2} D \\ &= 400 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \cdot 16 \text{ mm}) \\ &= 342 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan Minimum dan Maksimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c' \beta_1}{F_y} \times \frac{600}{600 + F_y} = 0,033$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,024$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

Perhitungan Balok Bordes

### 1. Tulangan Lentur

- Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$M_u = 41,105 \text{ KNm} = 41.105.000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{41.105.000}{0,9} = 45.672.222,22 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{45.672.222,22}{300 \times 342^2} = 1,302 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (1,302)}{390}} \right] \\ &= 0,003415\end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$0,0036 > 0,003415 < 0,024$  (Oke)

Maka,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0036$

Asperlu =  $\rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d$

$$= 0,0036 \times 300 \times 342$$

$$= 369,36 \text{ mm}^2$$

- Menentukan lebar efektif balok-T

Lebar efektif balok-T ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 8.12.2 dipilih yang terkecil dari

$$B_{\text{eff1}} \leq \frac{L}{4} = \frac{2700}{4} = 650 \text{ mm}$$

$$B_{\text{eff2}} \leq b_w + 16 h_f = 30 + 16 \times 125 = 2030$$

Digunakan  $B_{\text{eff}} = 1050 \text{ mm}$

- Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{369,36 \times 390}{0,85 \times 35 \times 650} = 7,45 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,45}{0,8} = 9,31 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8} d = \frac{3}{8} 342 = 128,25 \text{ mm}$$

$$c < \frac{3}{8} d \text{ ....(tension controlled, asumsi awal benar)}$$

- Kebutuhan penulangan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{0,25 \pi D^2} = \frac{369,36 \text{ mm}^2}{0,25 \pi 16^2} = 1,84 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ pakai} &= n \cdot 0,25 \pi D^2 = 3 \times 0,25 \pi 16^2 \\ &= 603,19 \text{ mm}^2\end{aligned}$$



$603,19 \text{ mm}^2 > \text{As perlu}$  ( OKE )

- Jarak Tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b - 2 \times \text{decking} - 2 \times D_{\text{senggang}} - n \times D_{\text{lentur}}}{n-1} \\
 &= \frac{300 - 2 \times 40\text{mm} - 2 \times 10\text{mm} - 2 \times 16}{2 - 1} \\
 &= 168 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{ OKE } )
 \end{aligned}$$

Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak

$$\text{syarat : } s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \text{ dan tidak melebihi } 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

Keterangan :

$c_c$  : Jarak terkecil dari permukaan tulangan atau baja prategang ke muka tarik

$f_s$  : tegangan tarik yang dihitung dalam tulangan saat beban layan MPa

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} (390) = 260 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 c_c &= 40 \text{ mm (selimut beton)} + 10 \text{ mm (diameter sengkang)} \\
 &= 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{260} \right) - (2,5 \times 50) = 284,23 \text{ mm}$$

$$300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{260} \right) = 323,076 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan = 168 mm (lebih kecil dari  $s$ , OK)

- Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$\text{As min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 300 \times 342 = 389,1 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 300 \times 342 = 368,31 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 603,19 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min}$$

- Cek kapasitas Lentur

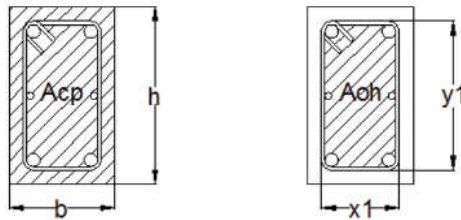
$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{603,19 \times 390}{0,85 \times 35 \cdot 300} = 26,36 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 603,19 \times \left( 342 - \frac{26,36}{2} \right) \\ &= 69.617.668,47 \text{ Nmm} > 41.105.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

## 2. Tulangan Torsi

### Periksa kecukupan dimensi penampang terhadap beban geser lentur dan puntir

Ukuran penampang balok yang dipakai = 30/50



### Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \\ &= 300 \times 400 \\ &= 120.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

### Parimeter luar irisan penampang beton Acp

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b_{\text{balok}} + h_{\text{balok}}) \\ &= 2 \times (300 \text{ mm} + 400 \text{ mm}) \\ &= 1.400 \text{ mm} \end{aligned}$$

### Luas penampang dibatasi as tulangan sengkang

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (b - 2 \cdot t_{\text{decking}} - D_{\text{geser}}) \times (h - 2 \cdot t_{\text{decking}} - D_{\text{geser}}) \\ &= (300 - (2 \cdot 40) - 10) \times (400 - (2 \cdot 40) - 10) \end{aligned}$$

$$= 65.100 \text{ mm}^2$$

**Keliling penampang dibatasi as tulangan sengkang**

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times [(b_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}}) + (h_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}})] \\ &= 2 \times [(300 - 2 \cdot 40 - 13) + (400 - 2 \cdot 40 - 10)] \\ &= 1.040 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil out put diagram torsi pada SAP diperoleh momen puntir terbesar :

Momen Puntir Ultimate

Akibat Kombinasi 1,2D + 1,6L + 0,5Lr

$$T_u = 9,381 \text{ KNm} = 9.381.000 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.1, nilai torsi boleh diabaikan bila torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\begin{aligned} T_{u \text{ min}} &= \phi 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ &= 0,75 \times 0,083 \times 1 \sqrt{35} \left( \frac{120.000^2}{1.400} \right) \\ &= 3.787.981,4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$T_u > T_{u \text{ min}} \quad (\text{Perlu desain tulangan torsi})$$

Jadi, penampang balok memerlukan tulangan puntir

Momen Puntir Nominal

$$T_u = 9.381.000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{9.381.000}{0.75} \\ &= 12.508.000 \text{ N} \end{aligned}$$

Geser Ultimate

$$V_u = 60,9 \text{ KN} = 69.314 \text{ N}$$

Jadi, penampang balok memerlukan tulangan puntir

- Cek Kecukupan Penampang Menahan Momen Puntir

Dimensi penampang melintang harus memenuhi ketentuan berikut

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{Bw.d}\right)^2 + \left(\frac{Tu.Ph}{1,7 Aoh^2}\right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{Bw.d} + 0,66\sqrt{fc'} \right)$$

$$Vc = 0,17 \lambda \sqrt{fc'} bwd = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 342 \\ = 103.188,3 \text{ N}$$

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{Bw.d}\right)^2 + \left(\frac{Tu.Ph}{1,7 Aoh^2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{60.900}{300 \times 342}\right)^2 + \left(\frac{9.381.000 \times 1.040}{1,7 \times 65.100^2}\right)^2} \\ = 1,48$$

$$\phi \left( \frac{Vc}{Bw.d} + 0,66\sqrt{fc'} \right) = 0,75 \left( \frac{133.360,3}{300 \times 442} + 0,66\sqrt{35} \right) \\ = 3,687$$

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{Bw.d}\right)^2 + \left(\frac{Tu.Ph}{1,7 Aoh^2}\right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{Bw.d} + 0,66\sqrt{fc'} \right)$$

$$1,48 < 3,687 \quad (\text{memenuhi})$$

Penampang balok mencukupi untuk menahan momen puntir.

### **Tulangan Puntir Untuk Lentur**

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan puntir sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.7 direncanakan berdasarkan persamaan berikut :

$$Al = \frac{At}{s} P_h \left( \frac{Fyt}{Fy} \right) \cot^2 \phi$$

Dengan  $\frac{At}{s}$  dihitung sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.6 berasal dari persamaan di bawah :

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt}}{s} \cot \theta$$

Untuk beton non prategang  $\theta = 45^\circ$

$$\begin{aligned} \text{Dimana, } A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 65.100 \\ &= 55.335 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt} \times \cot \theta} \\ &= \frac{12.508.000}{2 \times 55.33.5 \times 390 \times \cot 45} \\ &= 0,29 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka tulangan puntir untuk lentur :

$$\begin{aligned} A_l &= 0,29 \times 1.040 \times \left(\frac{390}{390}\right) \cot^2 45 \\ &= 301,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.5.3 tulangan torsi longitudinal minimum harus dihitung dengan ketentuan :

$$A_l \text{ min} = \frac{0,42 \times \sqrt{f_c'} \times A_{cp}}{F_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{F_{yt}}{F_y}$$

Dimana  $\frac{A_t}{s}$  tidak boleh kurang dari  $0,175 \frac{b_w}{f_{yt}}$

$$\frac{A_t}{s} = 0,292 > 0,175 \frac{300}{390} = 0,135, \text{ Maka}$$

$$\begin{aligned} A_l \text{ min} &= \frac{0,42 \times \sqrt{35} \times 120.000}{390} - 0,292 \times 1.040 \frac{390}{390} \\ &= 463,151 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_l = 463,151 \text{ mm}^2 > 238,7 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_l$  untuk torsi =  $463,151 \text{ mm}^2$

$A_l$  pada torsi didistribisikan di semua muka balok, gunakan  $1/4 A_l$  di dua sudut teratas dan  $1/4 A_l$  di dua sudut terbawah.

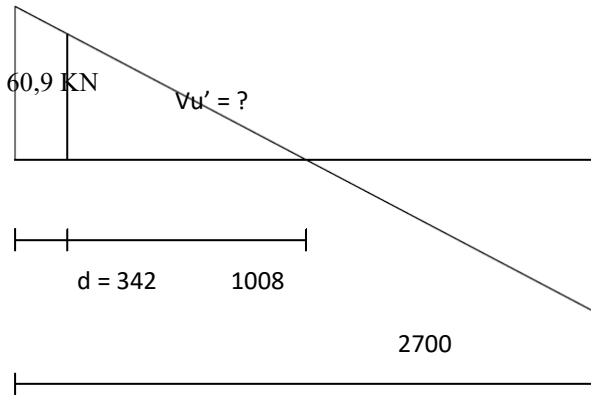
$$1/4 A_l = (1/4) \times 464,8 \text{ mm}^2 = 115,8 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan tulangan longitudinal torsi berdasarkan perhitungan lentur pada penampang balok sebelumnya :

- a. Sisi tulangan atas tumpuan interior,  $A_s \text{ perlu} = 464,8 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ perlu total} = 369,36 + 115,8 = 485,16 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ terpasang} = 603,19 \text{ mm}^2 > 485,16 \text{ mm}^2 \text{ ( OK )}$
- b. Pada bagian tengah butuh tulangan torsi  $A_t = 231,6 \text{ mm}^2$   
Gunakan 2D13,  $A_s = 265,5 \text{ mm}^2$  disepanjang tumpuan maupun lapangan bentang.

### 3. Tulangan Geser

Gaya geser yang dipakai dalam perhitungan adalah gaya geser terfaktor,  $V_u$  sejarak  $d$  dari muka tumpuan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.1.3.1



$$V_u' = \frac{V_u}{1350} (1008) = \frac{60,9 \text{ kN}}{1350} (1008) = 45,472 \text{ kN}$$

$$= 45.472 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1.1

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b w d = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 342$$

$$= 103.188,264 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 103.188,264 \text{ N} = 77.391,2 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 77.391,2 \text{ N} = 38.695,6 \text{ N}$$

Kondisi 1

$V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c \rightarrow$  Tidak Perlu Tulangan Geser

$$45.472 \text{ N} < 38.695,6 \text{ N} \text{ (Tidak Memenuhi)}$$

Kondisi 2

$0,5 \times \phi \times V_c \leq V_u \leq \phi \times V_c \rightarrow$  Tulangan Geser Minimum

$$38.695,6 \text{ N} < 45.472 \text{ N} < 77.391,2 \text{ N}$$

**( Memenuhi )**

Maka perencanaan penulangan geser balok tidak diperlukan, cukup dipasang tulangan geser minimum. Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 11.4.6 dimana tulangan geser minimum yang disediakan adalah :

$$A_{vmin} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w}{f_{yt}} = 0,0062 \cdot \sqrt{30} \frac{300}{390} = 0,261 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari,

$$A_{vmin} = \frac{0,35 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{0,35 \cdot b_w}{f_{yt}} = \frac{0,35 \cdot 300}{390} = 0,27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Akibat kombinasi geser dan torsi, kebutuhan penulangan geser adalah :

$$A_v + 2A_t = 0,27 + 2 \times 0,29 = 0,85 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang dua kaki D10

$$A_v = 2 \times 0,25 \pi D^2 = 2 \times 0,25 \pi 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

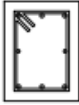

$$S = \frac{A_{vmin}}{0,85} = \frac{157,08}{0,85} = 184,8 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 11.4.5.1 Jarak sengkang tidak boleh lebih dari

$$\frac{d}{2} = \frac{342 \text{ mm}}{2} = 171 \text{ mm}$$

$$183,93 \text{ mm} > 171 \text{ mm} \text{ ( Tidak Oke )}$$

Maka, Digunakan sengkang 2D10-150 mm pada daerah lapangan dan tumpuan balok bordes.

TYPE LANTAI	BB	
	TUMPUAN	LAPANGAN
LANTAI 1-ATAP		
B X H	300 x 400	300 x 400
TUL. ATAS	3 D16	3 D16
TUL. BAWAH	3 D16	3 D16
TUL. BADAN	2 D13	2 D13
SENGKANG	2D10-150	2D10-150

Gambar 6. 9 Detail penampang balok bordes



#### 6.4. Perencanaan Balok lift

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang dan lift pasien yang diproduksi oleh SIGMA elevator company dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Data Perencanaan :

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 Mpa

$\beta_1 = 0,85 - \frac{f_c' - 28 \text{ mpa}}{7} \times 0,05 = 0,836$

Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 Mpa

Selimut beton = 40 mm

*(SNI 03-2847-2013 Pasal 7.7.1)*

D tulangan lentur = 16 mm

D tulangan geser = 10 mm

Panjang bentang = 4,2 m

Faktor reduksi geser ( $\phi$ ) = 0,75

Faktor reduksi lentur ( $\phi$ ) = 0,9

Beban Elevator

Type lift : IRIS NV Standard

Kapasitas : 1350 kg ( 20 orang )

Kecepatan : 1 m/s

Lebar pintu (opening width) : 1000 mm

Motor : 18,5 KW

Dimensi sangkar (Car size) :

- Car wide (CW) : 1300 mm

- Car depth (CD) : 2700 mm

Dimensi ruang luncur ( hoistway size ) Duplex

- Hoistway width (HW): 4650 mm

- Hoistway depth (HD) : 2750 mm

Beban reaksi ruang mesin

- R1 : 13.100 Kg = 128,38 KN

- R2 : 8.850 Kg = 86,73 KN

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel

Tabel 6. 2 Brosur spesifikasi lift yang digunakan

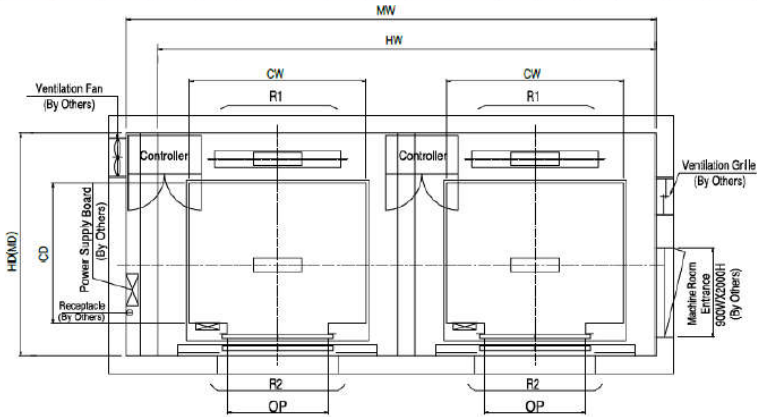
Technical Data

Layout Dimensions | Speed : 2.0, 2.5 m/s

[Standard]

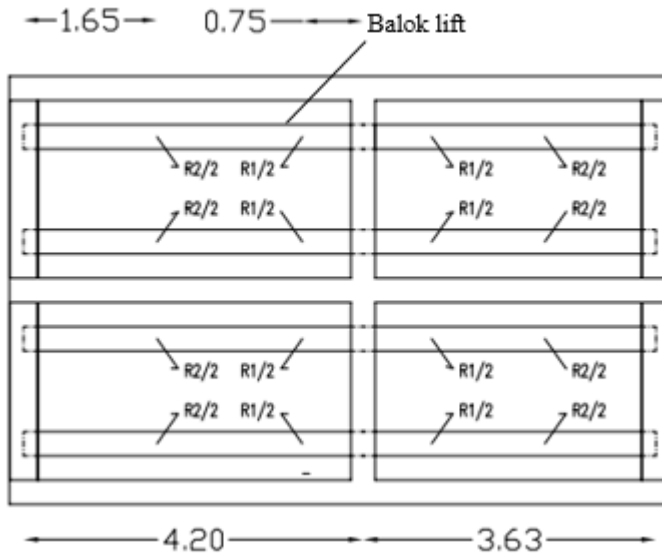
(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
2.0  2.5	11	750	800	1400	1350	1950	2050	4050	2050	1950	2050	4050	2050	11000	7550	12300	9500
	13	900	900	1600	1350	2150	2050	4450	2050	2150	2050	4450	2050	11000	7550	13000	9900
	15	1000	900	1600	1500	2150	2200	4450	2200	2150	2200	4450	2200	11650	7850	13900	10500
	15	1000	900	1600	1400	2150	2100	4450	2100	2150	2100	4450	2100	11650	7850	13900	10500
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	12300	8250	14800	11000
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	13100	8850	15900	11600
	20	1350	1000	1300	2300	2000	2750	4650	2750	2250	2750	4650	2750	13100	8850	15900	11600
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	13900	9350	17400	12500
	24	1600	1100	2100	1600	2650	2300	5450	2300	2650	2300	5450	2300	13900	9350	17400	12500
	24	1600	1100	1500	2300	2400	2750	4950	2750	2400	2750	4950	2750	13900	9350	17400	12500



6.4.1 Pembebanan lift

Perencanaan balok lift yang digunakan adalah balok lift yang memikul beban lift pasien karena memiliki Reaksi mesin yang terbesar



Gambar 6. 10 Denah pembebanan balok lift

Beban mati

$$\text{Beban plat} = 0,12 \text{ m} \times 23,52 \text{ KN/m}^3 = 2,8224 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Berat Keramik} = 0,2038 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{spesi} = 0,049 \text{ KN/m}^2 +$$

---


$$q \text{ DL} = 3,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{berat balok} = 0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 23,52 \text{ KN/m}^3 = 3,528 \text{ KN/m}$$

Beban merata balok lift :

$$\begin{aligned} W \text{ DL} &= 3,1 \text{ KN/m}^2 \times 0,3 \text{ m} + 3,528 \text{ KN/m} \\ &= 4,5 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Pada balok lift pasien

Beban terpusat balok lift :

$$\text{Beban terpusat R1/2 ( P1 )} = 128,38 \text{ KN/2} = 64,2 \text{ KN}$$

$$\text{Beban terpusat R2/2 ( P2 )} = 86,73 \text{ KN/2} = 43,4 \text{ KN}$$

Beban Ultimate

Kombinasi 1,4 D :

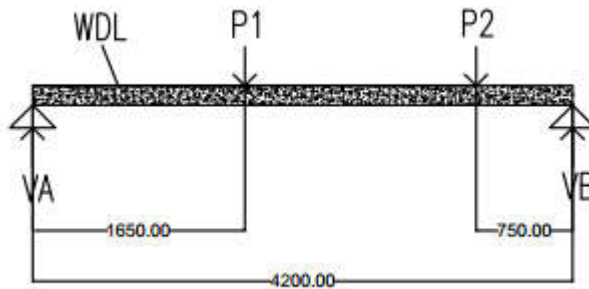
$$W_u = 1,4 W_{DL}$$

$$= 1,4 \times 4,5 \text{ KN/m} = 6,3 \text{ KN/m}$$

$$P_{u1} = 1,4 \times 64,2 \text{ KN} = 89,88 \text{ KN}$$

$$P_{u2} = 1,4 \times 43,4 \text{ KN} = 60,76 \text{ KN}$$

#### 6.4.2 Analisis Balok Lift



$$\begin{aligned} V_a &= 6,3 \text{ KN/m} \times 0,5 \times (4,2 \text{ m})^2 / 4,2 \text{ m} + 89,88 \text{ KN} \times \\ &\quad 0,75 \text{ m} / 4,2 \text{ m} + 60,76 \text{ KN} \times 2,55 \text{ m} / 4,2 \text{ m} \\ &= 66,17 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= 6,3 \text{ KN/m} \times 0,5 \times (4,2 \text{ m})^2 / 4,2 \text{ m} + 89,88 \text{ KN} \times \\ &\quad 3,45 \text{ m} / 4,2 \text{ m} + 60,76 \text{ KN} \times 1,65 \text{ m} / 4,2 \text{ m} \\ &= 110,93 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_a \cdot 1,65 - W_{DL} / 2 \cdot (1,65)^2 \\ &= 66,17 \cdot 1,65 - 6,3 / 2 \times (1,65)^2 \\ &= 100,6 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$V_{u \max} = V_b = 110,93 \text{ KN}$$

Sebagai pembanding, dari hasil analisis SAP2000, didapatkan :

$$M_u = 98,1719 \text{ KNm}$$

$$V_u = 121,64 \text{ KN}$$

$$T_u = 19,4668 \text{ KNm}$$

Maka, untuk perencanaan diambil yang terbesar dari kedua hasil tersebut :

$$M_u = 100,6 \text{ KNm}$$

$$V_u = 121,64 \text{ KN}$$

$$T_u = 19,4668 \text{ KNm}$$

Tebal manfaat pelat :

$$\begin{aligned} dx &= h \text{ balok} - \text{decking} - D \text{ sengkang } \frac{1}{2} D \\ &= 400 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \cdot 16 \text{ mm}) \\ &= 442 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan Minimum dan Maksimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c' \beta_1}{F_y} \times \frac{600}{600 + F_y} = 0,033$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,024$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,3$$

### 6.4.3 Perhitungan penulangan balok lift

#### 1. Tulangan lapangan

- Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$M_u = 100,6 \text{ KNm} = 100.600.000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{100.600.000}{0,9} = 111.777.777,8 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{111.777.777,8}{300 \times 442^2} = 1,91 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (1,91)}{390}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0051$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0035 < 0,0051 < 0,024 \quad (\text{Oke})$$

Maka,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0051$

$A_{\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d$

$$= 0,0051 \times 300 \times 442$$

$$= 676,26 \text{ mm}^2$$

- Menentukan lebar efektif balok-T

Lebar efektif balok-T ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 8.12.2 dipilih yang terkecil dari

$$\bullet \quad B_{\text{eff1}} \leq \frac{L}{4} = \frac{4200}{4} = 1050 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad B_{\text{eff2}} \leq b_w + 16 h_f = 300 + 16 \times 125 = 2300$$

Kebutuhan penulangan

$$n = \frac{A_{\text{perlu}}}{0,25 \pi D^2} = \frac{676,26 \text{ mm}^2}{0,25 \pi 16^2} = 3,4 \approx 5 \text{ buah}$$

$$A_{\text{pakai}} = n \cdot 0,25 \pi D^2 = 5 \cdot 0,25 \pi 16^2 \\ = 1.005,31 \text{ mm}^2$$

$$1.005,31 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} \quad (\text{Oke})$$

- Jarak Tulangan

$$S = \frac{b - 2 \times \text{decking} - 2 \times D_{\text{sengkan}} - n \times D_{\text{lentur}}}{n-1} \\ = \frac{300 - 2 \times 40\text{mm} - 2 \times 10\text{mm} - 5 \times 16}{5-1}$$

$$= 30 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OKE})$$

- Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$A_{\text{min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 300 \times 442 = 502,87 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 300 \times 442 = 447,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 1.005,31 \text{ mm}^2 > A_{\text{min}}$$

- Cek kapasitas Lentur

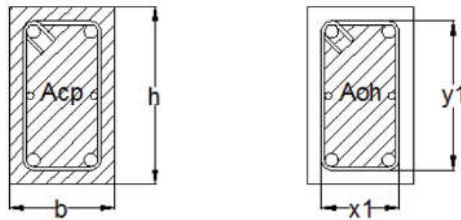
$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1.005,31 \times 390}{0,85 \times 35 \times 300} = 43,93 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 1.005,31 \times \left( 442 - \frac{43,93}{2} \right) \\ &= 148.215.150,4 \text{ Nmm} > 100.600.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

## 2. TulanganTorsi

### Periksa kecukupan dimensi penampang terhadap beban geser lentur dan puntir

Ukuran penampang balok yang dipakai = 30/50



### Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \\ &= 300 \times 500 \\ &= 150.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

### Parimeter luar irisan penampang beton Acp

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b_{\text{balok}} + h_{\text{balok}}) \\ &= 2 \times (300 \text{ mm} + 500 \text{ mm}) \\ &= 1.600 \text{ mm} \end{aligned}$$

### Luas penampang dibatasi as tulangan sengkang

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (b - 2 \cdot t_{\text{decking}} - D_{\text{geser}}) \times (h - 2 \cdot t_{\text{decking}} - D_{\text{geser}}) \\ &= (300 - (2 \cdot 40) - 10) \times (500 - (2 \cdot 40) - 10) \\ &= 86.100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

**Keliling penampang dibatasi as tulangan sengkang**

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times [(b_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}}) + (h_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}})] \\
 &= 2 \times [(300 - 2 \cdot 40 - 13) + (500 - 2 \cdot 40 - 10)] \\
 &= 1.240 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil output diagram torsi pada SAP diperoleh momen puntir terbesar :

Momen Puntir Ultimate

Akibat Kombinasi 1,2D + 1,6L + 0,5Lr

$$Tu = 19.4668 \text{ KNm} = 19.466.800 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.1, nilai torsi boleh diabaikan bila torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\begin{aligned}
 T_{u \text{ min}} &= \phi 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 &= 0,75 \times 0,083 \times 1 \sqrt{35} \left( \frac{150.000^2}{1.600} \right) \\
 &= 5.178.880,78 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$T_u > T_{u \text{ min}} \quad (\text{Perlu desain tulangan torsi})$$

Jadi, penampang balok memerlukan tulangan puntir

Momen Puntir Nominal

Karena, desain torsi balok B2 termasuk torsi kompatibilitas sehingga berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.2.2, nilai momen torsi dapat diambil yang terkecil dari :

$$Tu = 19.466.800 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 T_{cr} &= \phi 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 &= 0,75 \times 0,33 \times 1 \sqrt{35} \left( \frac{150.000^2}{1.600} \right) \\
 &= 20.590.730,81 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$T_u > T_{cr}$$



maka diambil nilai  $T_u = 19.466.800 \text{ Nmm}$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{19.466.800}{0.75} \\ &= 25.955.733,33 \text{ N} \end{aligned}$$

Geser Ultimate

$$V_u = 121,64 \text{ KN} = 121.640 \text{ N}$$

Jadi, penampang balok memerlukan tulangan puntir

- Cek Kecukupan Penampang Menahan Momen Puntir

Dimensi penampang melintang harus memenuhi ketentuan berikut

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f'c'}\right)$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f'c'} b w d = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 442 \\ &= 133.360,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} &= \sqrt{\left(\frac{121.640}{300 \times 442}\right)^2 + \left(\frac{19.466.800 \times 1.240}{1,7 \times 86.100^2}\right)^2} \\ &= 3,05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f'c'}\right) &= 0,75 \left(\frac{133.360,3}{300 \times 442} + 0,66 \sqrt{35}\right) \\ &= 3,687 \end{aligned}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f'c'}\right)$$

$$2,12 < 3,687 \quad (\text{memenuhi})$$

Penampang balok mencukupi untuk menahan momen puntir.

### **Tulangan Puntir Untuk Lentur**

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan puntir sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.7 direncanakan berdasarkan persamaan berikut :

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left( \frac{F_{yt}}{F_y} \right) \cot^2 \theta$$

Dengan  $\frac{A_t}{s}$  dihitung sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.6 berasal dari persamaan di bawah :

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt}}{s} \cot \theta$$

Untuk beton non prategang  $\theta = 45^\circ$

$$\begin{aligned} \text{Dimana, } A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 86.100 \\ &= 73.185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt} \times \cot \theta} \\ &= \frac{25.955.733,33}{2 \times 73.185 \times 390 \times \cot 45} \\ &= 0,455 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka tulangan puntir untuk lentur :

$$\begin{aligned} A_l &= 0,455 \times 1.240 \times \left( \frac{390}{390} \right) \cot^2 45 \\ &= 563,82 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.5.3 tulangan torsi longitudinal minimum harus dihitung dengan ketentuan :

$$A_{l \text{ min}} = \frac{0,42 \times \sqrt{f_c'} \times A_{cp}}{F_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{F_{yt}}{F_y}$$

Dimana  $\frac{A_t}{s}$  tidak boleh kurang dari  $0,175 \frac{b_w}{f_{yt}}$

$$\frac{A_t}{s} = 0,455 > 0,175 \frac{300}{390} = 0,135, \text{ Maka}$$

$$A_l \min = \frac{0,42 \times \sqrt{35} \times 150.000}{390} - 0,481 \times 1.240 \frac{390}{390}$$

$$= 391,86 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 563,82 \text{ mm}^2 > 391,86 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maka, } A_l \text{ untuk torsi} = 596,4 \text{ mm}^2$$

Al pada torsi didistribisikan di semua muka balok, gunakan 1/4 Al di dua sudut teratas dan 1/4 Al di dua sudut terbawah.

$$1/4 A_l = (1/4) \times 563,82 \text{ mm}^2 = 140,955 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan tulangan longitudinal torsi berdasarkan perhitungan lentur pada penampang balok sebelumnya :

a. Sisi tulangan atas tumpuan interior, As perlu = 676,26 mm<sup>2</sup>

$$As \text{ perlu total} = 676,26 + 140,955 = 875,06 \text{ mm}^2$$

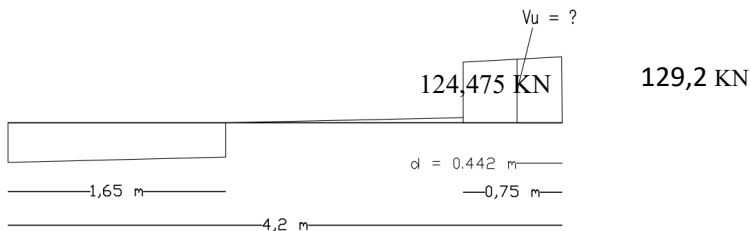
$$As \text{ terpasang} = 1.005,31 \text{ mm}^2 > 875,06 \text{ mm}^2 \text{ ( OK )}$$

b. Pada bagian tengah butuh tulangan torsi Al = 281,91 mm<sup>2</sup>

Gunakan 4D10, As = 314,16 mm<sup>2</sup> disepanjang tumpuan maupun lapangan bentang.

### 3. Tulangan Geser

Gaya geser yang dipakai dalam perhitungan adalah gaya geser terfaktor, Vu sejarak d dari muka tumpuan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.1.3.1



$$\begin{aligned}
 V_u &= 129,2 \text{ KN} - (129,2 \text{ KN} - 124,475 \text{ KN}) \times \frac{0.442}{0.75} \\
 &= 126,4154 \text{ KN} = 126.415,4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kuat Geser Beton/SNI 03-2847-2013 Pasal 11.2.1.1/

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{35} \times 300 \times 442 \\
 &= 133.360,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 133.360,3 \text{ N} = 100.020,23 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 100.020,23 \text{ N} = 50.010,12 \text{ N}$$

Kuat Geser Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= 0,33 \times b \times d \\
 &= 0,33 \times 300 \times 442 \\
 &= 43.758 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,33 \times \sqrt{35} \times 300 \times 442 \\
 &= 258.875,82 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2V_{s \text{ max}} &= 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{35} \times 300 \times 442 \\
 &= 517.751,64 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c \rightarrow \text{Tidak Perlu Tulangan Geser}$$

$$126.415,4 \text{ N} > 50.010,12 \text{ N}$$

**(Tidak Memenuhi)**

Kondisi 2

$$0,5 \times \phi \times V_c \leq V_u \leq \phi \times V_c \rightarrow \text{Tulangan Geser Minimum}$$

$$50.010,12 \text{ N} < 126.415,4 \text{ N} > 100.020,23 \text{ N}$$

**(Tidak Memenuhi)**

Kondisi 3

$$\phi \times V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{s_{\text{min}}}) \rightarrow \text{Tulangan Geser Minimum}$$

$$100.020,23 \text{ N} < 126.415,4 \text{ N} < 132.838,73 \text{ N}$$

**(Memenuhi)**

Maka perencanaan penulangan geser balok hanya memerlukan tulangan geser minimum.

Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 11.4.6 dimana tulangan geser minimum yang disediakan adalah :

$$A_{vmin} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w}{f_{yt}} = 0,0062 \cdot \sqrt{35} \frac{300}{390}$$

$$= 0,261 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari,

$$A_{vmin} = \frac{0,35 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{0,35 \cdot b_w}{f_{yt}} = \frac{0,35 \cdot 300}{390}$$

$$= 0,27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Akibat kombinasi geser dan torsi, kebutuhan penulangan geser adalah :

$$A_v + 2A_t = 0,27 + 2 \times 0,455 = 1,18 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang dua kaki D10

$$A_v = 2 \times 0,25 \pi D^2 = 2 \times 0,25 \pi 10^2$$

$$= 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_{vmin}}{1,18} = \frac{157,08}{1,18} = 133,12 \text{ mm}$$

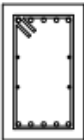
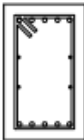
Berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 11.4.5.1 Jarak sengkang tidak boleh lebih dari

$$\frac{d}{2} = \frac{442 \text{ mm}}{2} = 221 \text{ mm}$$

$$130 \text{ mm} < 221 \text{ mm} \text{ ( Oke )}$$

Dipasang tulangan geser 2D10 – 130 mm

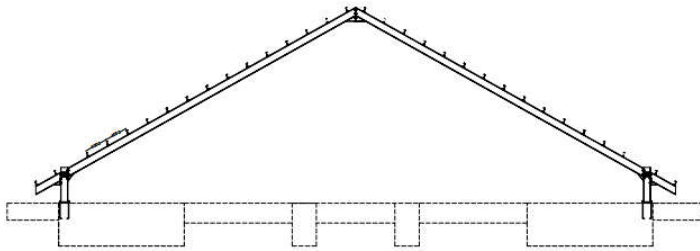
Digunakan sengkang 2D10-130 mm pada daerah lapangan dan tumpuan balok lift.

TYPE LANTAI	BE	
	TUMPUAN	LAPANGAN
LANTAI 1-ATAP		
B X H	300 x 500	300 x 500
TUL. ATAS	5 D16	5 D16
TUL. BAWAH	5 D16	5 D16
TUL. BADAN	4 D10	4 D10
SENGKANG	2D10-130	2D10-130

Gambar 6. 11 Penampang balok lift

## 6.5 Perencanaan Atap

Konstruksi atap direncanakan berfungsi sebagai pelindung komponen yang berada di bawahnya dalam hal ini melindungi mesin elevator. Atap direncanakan hanya sebagai beban bagi konstruksi utama tanpa memikul gaya yang diterima struktur utama sehingga dalam perhitungan dilakukan secara terpisah.



Gambar 6. 12 Kontruksi rangka atap

Atap direncanakan dengan menggunakan rangka baja dengan penutup genteng seperti pada Gambar 6.12. Perhitungan dan analisa struktur atap dilakukan dengan bantuan SAP2000 untuk mengitung gaya dalamnya. Sebelum melakukan analisa dilakukan perhitungan beban gording untuk menentukan profil yang hendak digunakan.

### 6.5.1 Perencanaan Gording

Gording merupakan salah satu komponen pada konstruksi atap yang berfungsi sebagai tempat menumpunya penutup atap, dalam perancangan ini berupa genteng. Data perancangan untuk perhitungan gording adalah sebagai berikut :

Jenis Atap	: Genteng
Jarak antar Kuda-kuda	: 720 cm
Jarak antar Gording	: 80 cm

Sudut kemiringan atap : 29

Profil yang digunakan : LLC 150 x 50 x 20 x 3,2

A	: 150 mm	ry	: 1,81 cm
B	: 50 mm	rx	: 5,71 cm
C	: 20 mm	Iy	: 28.3 cm <sup>4</sup>
t	: 3,2 mm	Ix	: 280 cm <sup>4</sup>
Sy	: 8.190 mm <sup>3</sup>	W	: 6,76 kg/m
Sx	: 37.400 mm <sup>3</sup>	A	: 8,607 cm <sup>2</sup>
Zx	: 46.802 mm <sup>3</sup>	J	: 2.938 cm <sup>4</sup>
Zy	: 14.479 mm <sup>3</sup>	h	: 143,6 mm

Mutu Baja	: BJ 41
Fy	: 250 Mpa
Fu	: 410 Mpa
Fr	: 180 Mpa
E	: 200000 Mpa

Perhitungan Beban

Beban Mati

Gording		= 0,066 KN/m
Atap	= 0,3724 KN/m <sup>2</sup> x 0,8 m	= 0,3 KN/m
Plafond	= 0,0784 KN/m <sup>2</sup> x 0,8 m	= 0,063 KN/m
Lain-lain (10%)		= 0,043 KN/m +
QD		= 0,472 KN/m

Beban Hidup

Pekerja terpusat = 0,89 KN

Beban Angin

Q = 0,38 KN/m<sup>2</sup>

Pada atap, saat angin mendekati atap (angin tekan)  $C_p = 0,3$  dan nilai  $GC_{pi} = 0,18$

$$p_{\text{atap}} = 0,38 \times (0,3) \times 0,864 - 0,01236 \times (0,18) \\ = 0,0963 \text{ KN/m}^2$$



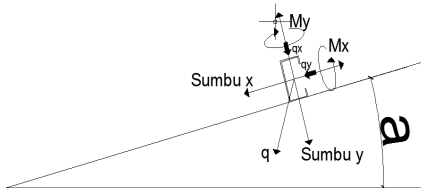
Pada atap, saat angin menjauhi atap (angin hisap)  $C_p = -0,2$  dan nilai  $GC_{pi} = -0,18$

$$p_{\text{atap}} = 0,38 \times (-0,2) \times 0,864 - 0,01236 \times (-0,18) \\ = -0,063 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Dipakai } Q_w = 0,0963 \text{ KN/m}^2 \times 0,8 \text{ m} = 0,077 \text{ KN/m}$$

Yang digunakan adalah beban angin tekan

Analisa Gaya dalam



Beban mati

$$QD = 0,472 \text{ KN/m}$$

$$Q_x = QD \times \cos \alpha = 0,413 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = QD \times \sin \alpha = 0,223 \text{ KN/m}$$

$$MD_x = 1/8 Q_x L_x^2 = 1/8 \cdot 0,413 \text{ KN/m} \times (7,2 \text{ m})^2 = 2,68 \text{ KNm}$$

$$MD_y = 1/8 Q_y (L_y)^2 = 1/8 \cdot 0,223 \text{ KN/m} \times (2,4 \text{ m})^2 = 0,16 \text{ KNm}$$

Beban Hidup

$$ML_x = 1/4 P \cos \alpha L_x = 1/4 \cdot 0,89 \text{ KN} \times \cos \alpha \times (7,2 \text{ m}) \\ = 1,4 \text{ KNm}$$

$$ML_y = 1/4 P \sin \alpha L_y = 1/4 \cdot 0,89 \text{ KN} \times \sin \alpha \times (2,4 \text{ m}) \\ = 0,26 \text{ KNm}$$

Beban Angin

$$MW_x = 1/8 Q_w L_x^2 = 1/8 (0,077 \text{ KN/m}) \times (7,2 \text{ m})^2 = 0,499 \text{ KNm}$$

Momen Ultimate

Kombinasi Beban	Arah x (KNm)	Arah y (KNm)
U = 1,4 D	3,752	0,224
U = 1,2 D + 1,6 L	5,456	0,61
U = 1,2 D + 1W + 1 L	5,115	-

$$M_{ux} = 5,456 \text{ KNm}$$

$$M_{uy} = 0,61 \text{ KNm}$$

### 1. Kontrol Local Buckling (SNI 1729-2013 pasal B4.1)

Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$\frac{50}{2 \times 3,2} \leq 0,38 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)}$$

$$7,813 < 10,75$$

Memenuhi

Penampang sayap kompak

Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,6 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$\frac{143,6}{3,2} \leq 3,6 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)}$$

$$44,875 < 101,82$$

Memenuhi

Penampang badan kompak

### 2. Kontrol Kuat Lentur Akibat Leleh SNI 1729:2015 Pasal F.2

Karena penampang kompak maka,

$$\begin{aligned} M_n &= \phi \cdot Z_x \cdot f_y = 0,9 \times 46.802 \times 250 = 10.530.450 \text{ Nmm} \\ &= 10,53 \text{ KNm} \end{aligned}$$

### 3. Kontrol Tekuk Torsi Lateral (SNI 1729-2015 pasal F2)

Direncanakan jarak pengaku lateral :

$$L_b = 2.400 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 \times r_y \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} = 1,76 \times 18,3 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)}$$

$$L_p = 911 \text{ mm} \quad (\text{Bentang Menengah atau Panjang})$$

$$h_o = 150 - 3,2 = 146,8 \text{ mm}$$

Konstanta Warping

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} = \frac{283000 \times 146,8^2}{4} = 1.524.679.480 \text{ mm}^6$$

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} = \frac{146,8}{2} \sqrt{\frac{283.000}{1.524.679.480}} = 1$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{283.000 \times 1.524.679.480}}{37.400} = 555,41 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{543,3} = 23,57 \text{ mm}$$

Modulus Geser

$$G = 77.200 \text{ Mpa}$$

$$J_c = 2.938 \times 1 = 2.938 \text{ cm}^4 = 29.380.000 \text{ mm}^3$$

$$S_{xho} = 37.400 \times 146,3 = 5.370.640 \text{ mm}^2$$

$$L_r = \underbrace{1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7f_y}}_A \underbrace{\sqrt{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{xho}}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7f_y}{E}\right)^2}}}_B$$

$$A = 1,95 \times 23,57 \frac{200000}{0,7 \times 250} = 52.627,43$$

$$B = \sqrt{\frac{29.380.000}{88.736.000} + \sqrt{\left(\frac{29.380.000}{88.736.000}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 250}{200000}\right)^2}}$$

$$= 0,814$$

$$L_r = 0,814 \times 52.627,43 = 42.838,73 \text{ mm}$$

$$= 42.839 \text{ mm} > 2.400 \text{ mm}$$

$$L_r > L_p \quad \dots\dots\dots \text{Bentang Menengah}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

Dimana,

Qu diambil dari kombinasi 1,2 D + 1,6 L

$$Q_u = 1,2 Q_D = 1,2 \times 0,113 \text{ KN/m} = 0,136 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,6 \times 0,89 \text{ KN} = 1,424 \text{ KN}$$

$$L = 7,2 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} Q_u \times L + \frac{1}{2} P_u$$

$$= \frac{1}{2} 0,136 \times 7,2 + \frac{1}{2} 1,424 = 1,202 \text{ KN} = R_B$$

$$\begin{aligned}
 MA &= MC = RA \times \frac{1}{4} L - \frac{1}{2} Qu \times \left(\frac{1}{4} L\right)^2 \\
 &= 1,202 \times \frac{1}{4} 7,2 - \frac{1}{2} 0,136 \times \left(\frac{1}{4} 7,2\right)^2 \\
 &= 2,11 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MB &= M_{\max} = \frac{Qu \times L^2}{8} + \frac{1 \times Pu \times L}{4} \\
 &= \frac{0,136 \times 7,2^2}{8} + \frac{1 \times 1,424 \times 7,2}{4} = 3,44 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$Cb = \frac{12,5 \times 3,44}{2,5 \times 3,44 + 3 \times 2,11 + 4 \times 3,44 + 3 \times 2,1} = 1,23$$

Maka,

$$Cb = 1,23 < 2,3$$

$$Mp = Z_x \cdot fy = 46.802 \times 250 = 11.700.500 \text{ Nmm} = 11,7 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned}
 0,7 \cdot fy \cdot S_x &= 0,7 \times 250 \times 37.400 = 6.545.000 \text{ Nmm} \\
 &= 6,545 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$Mn = Cb \left[ Mp - (Mp - 0,7fy \cdot S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq Mp$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 1,23 \left[ 11,7 - (11,7 - 6,545) \left( \frac{2,4 - 0,911}{42,839 - 0,911} \right) \right] \\
 &= 14,2 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$Mn > Mp \quad \text{Maka, } Mp = Mn$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nx} &= \phi Z_x \cdot fy = 0,9 \times 46.802 \times 250 = 10.530.450 \text{ Nmm} \\
 &= 10,53 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{ny} &= \phi Z_y \cdot fy = 0,9 \times 14.479 \times 250 = 3.257.775 \text{ Nmm} \\
 &= 3,258 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$Mux = 5,456 \text{ KNm}$$

$$Muy = 0,61 \text{ KNm}$$

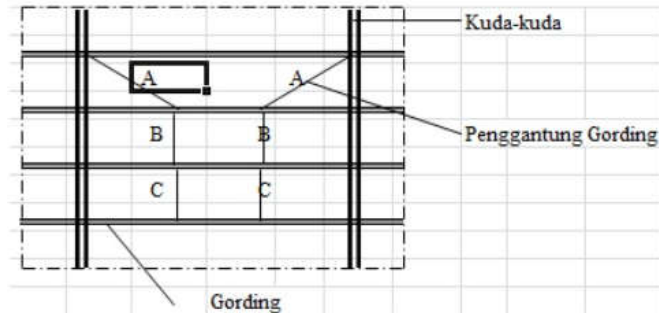
Untuk mengantisipasi masalah puntir, maka  $M_{ny}$  dibagi dua sehingga :

$$\frac{Mux}{\phi M_{nx}} + \frac{Muy}{\phi M_{ny} \cdot 0,5} \leq 1$$

$$\begin{aligned}
 \frac{5,456 \text{ KNm}}{10,53} + \frac{0,61 \text{ KNm}}{3,258 \text{ KNm} \times 0,5} &\leq 1 \\
 0,893 &< 1 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

### 6.5.2 Penggantung gording (Trackstang)

Penggantung gording direncanakan sebanyak 2 lajur pada masing masing bentang kuda kuda dengan jarak antar penggantung adalah 240 cm. Jumlah penggantung gording tiap lajur direncanakan sebanyak 16 buah. Beban yang bekerja pada penggantung gording merupakan beban



Gambar 6. 13 Gambar denah penggantung gording

yang bekerja pada tiap tiap gording. Pada perencanaan, direncanakan pada setiap kuda-kuda terpadat 2 pekerja yang menumpu pada 2 gording yang ditempatkan pada posisi kritis.

Beban mati sebesar  $0,472 \text{ kN/m}^2$  sedangkan beban hidup terpusat (pekerja) berdasarkan SNI 1727-2013 sebesar  $0,89 \text{ kN}$  diletakkan di tengah bentang gording ( $L = 7,2 \text{ m}$ ). Untuk beban angin sesuai perhitungan pada sub bab pembebanan yaitu  $0,107 \text{ KN/m}$ .

#### 1. Data perencanaan

Jenis Atap	: Genteng
Jarak antar Kuda-kuda	: 720 cm
Jarak antar Gording	: 80 cm
Sudut kemiringan atap	: 29
Mutu Baja	: BJ 41
Fy	: 250 Mpa
Fu	: 410 Mpa
Fr	: 180 Mpa
E	: 200000 Mpa

## 2. Pembebanan Penggantungan Gording

Beban beban yang berlaku pada gording tersebut dikalikan dengan jarak antar penggantung gording dan jumlah gording untuk mendapatkan beban total yang dipikul oleh penggantung gording.. Nilai beban tersebut didapat sebagai berikut :

Akibat Beban Mati

$$D = qD \times L \sin \alpha = 0,472 \times 2,4 \text{ m} \times \sin 29 \times 16 = 8,79 \text{ KN}$$

Akibat Beban Hidup Terpusat

$$L2 = P \sin \alpha = 0,89 \times \sin 29 \times 2 = 0,863 \text{ kN}$$

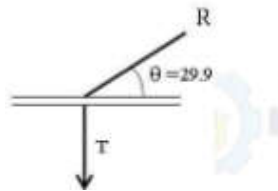
Beban Total

$$W_{\text{tot}} = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 (8,79) + 1,6 \times (0,863) = 11,93 \text{ KN}$$

Diambil  $W = 11,93 \text{ KN}$

Penggantung gording yang mendapat beban terbesar adalah penggantung gording miring paling atas karena memikul beban penggantung penggantung gording yang ada di bawahnya. Sehingga beban  $W_{\text{tot}}$  yang bekerja dikalikan dengan jumlah gording ( $T$ ) lalu dibagi dengan  $\sin \theta$  dimana  $\theta$  adalah sudut kemiringan penggantung gording terhadap arah horizontal.



$$\phi = \arctan \frac{\text{jarak antar gording}}{\text{jarak penggantung}}$$

$$\phi = \arctan \frac{0,8 \text{ m}}{2,4 \text{ m}} = 18,44^\circ$$

Sehingga nilai beban penggantung gording paling atas sebesar :

$$T = \frac{11,93}{\sin 18,44^\circ} = 37,716 \text{ kN}$$

### 3. Penentuan Dimensi

Batang penggantung gording menerima gaya tarik akibat beban yang bekerja terhadapnya sebesar  $T$  dan batang direncanakan sebagai baja silinder biasa berdiameter tertentu dengan mutu yang sama dengan gording maka kontrol kekuatan penggantung gording direncanakan dengan dasar kontrol kekuatan batang tarik baja terhadap leleh dan keruntuhan sesuai SNI 1729 - 2015 pasal D2

$$A_g = \frac{T}{\phi \times f_y} = \frac{37,716 \times 10^3 \text{ N}}{0,9 \times 250 \text{ MPa}} = 167,63 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 0,25 \pi d^2$$

$$167,63 \text{ mm}^2 = 0,25 \pi d^2$$

$$d = 14,61 \text{ mm}, \text{ maka digunakan } d = 15 \text{ mm } (A_g = 176,715 \text{ mm}^2)$$

Cek syarat batang tarik :

Untuk leleh tarik penampang bruto :

$$\begin{aligned} P_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot F_y = 0,9 \times 176,715 \times 250 = 39.760,88 \text{ N} \\ &= 39,761 \text{ KN} > 37,716 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

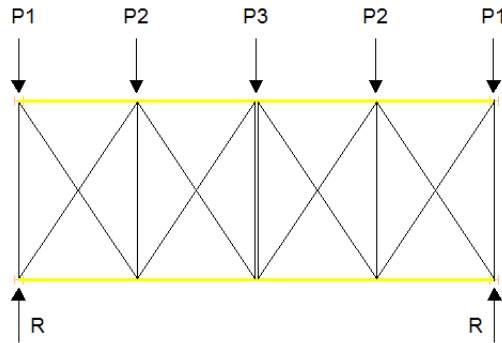
### 6.5.3 Perhitungan Ikatan Angin

Ikatan angin hanya bekerja menahan gaya normal (axial) tarik saja. Adapun cara kerjanya adalah apabila salah satu ikatan angin bekerja sebagai batang tarik, maka yang lainnya tidak menahan apa-apa. Berikut ilustrasi datangnya arah angin :

#### 1. Data perencanaan

Jenis Atap : Genteng  
 Jarak antar Kuda-kuda : 720 cm  
 Jarak antar Gording : 80 cm  
 Sudut kemiringan atap : 29  
 Mutu Baja : BJ 41

Fy	: 250 Mpa
Fu	: 410 Mpa
Fr	: 180 Mpa
E	: 200000 Mpa



Gambar 6. 14 Gambar pembebanan pada ikatan angin

## 2. Pembebanan Ikatan angin

Beban Angin

$$Q = 0,38 \text{ KN/m}^2$$

Pada atap, saat angin mendekati atap (angin tekan)  $C_p = 0,3$  dan nilai  $GC_{pi} = 0,18$

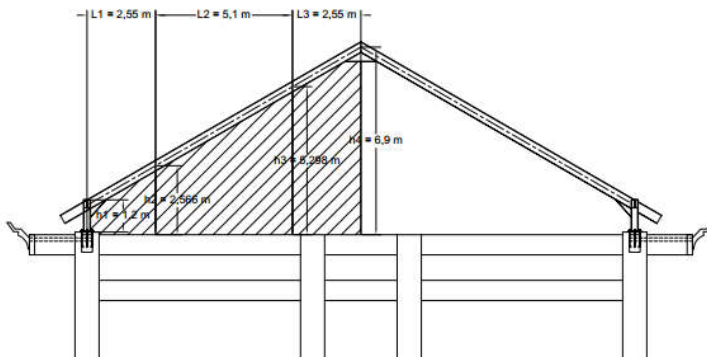
$$\begin{aligned} p_{\text{atap}} &= 0,38 \times (0,3) \times 0,864 - 0,01236 \times (0,18) \\ &= 0,0963 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Pada atap, saat angin menjauhi atap (angin hisap)  $C_p = -0,2$  dan nilai  $GC_{pi} = -0,18$

$$\begin{aligned} p_{\text{atap}} &= 0,38 \times (-0,2) \times 0,864 - 0,01236 \times (-0,18) \\ &= -0,063 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Diambil nilai  $Q = 0,0963 \text{ KN/m}^2$





Gambar 6. 15 Area pembebanan pada ikatan angin

Data perencanaan :

$$\begin{aligned} H1 &= 1,2 \text{ m} & L1 &= 2,921 \text{ m} \\ H2 &= 2,566 \text{ m} & L2 &= 5,842 \text{ m} \\ H3 &= 5,298 \text{ m} & L3 &= 2,921 \text{ m} \\ H4 &= 6,9 \text{ m} \end{aligned}$$

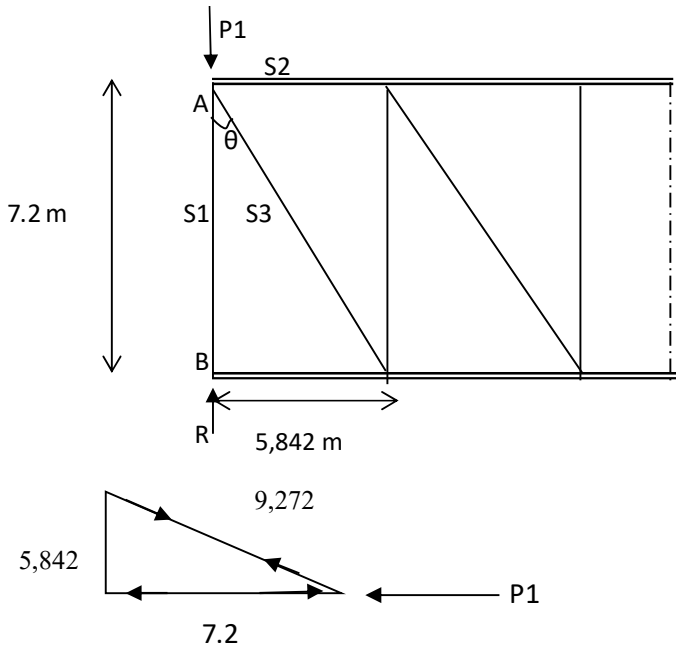
Perhitungan area :

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{(H1+H2)}{2} \times L1 = \frac{(1,2+2,566)}{2} \times 2,921 = 5,5 \text{ m}^2 \\ A_2 &= \frac{(H2+H3)}{2} \times L2 = \frac{(2,566+5,298)}{2} \times 5,842 = 22,97 \text{ m}^2 \\ A_3 &= \frac{(H3+H4)}{2} \times L3 = \frac{(5,298+6,9)}{2} \times 2,921 = 17,82 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan Beban

$$\begin{aligned} P1 &= W \times A_1 = 0,0963 \times 5,5 = 0,53 \text{ KN} \\ P2 &= W \times A_2 = 0,0963 \times 22,97 = 2,212 \text{ KN} \\ P3 &= W \times A_3 = 0,0963 \times 17,82 = 1,72 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$P_{tot} = R = P1 + P2 + P3 = 4,462 \text{ kN}$$



$$\theta = \arctan^{-1} \frac{5,842}{7,2} = 39,06^\circ$$

Pada titik buhul B :

$$\sum V = 0$$

$$0 = R - S1$$

$$S1 = 4,462 \text{ KN (tekan)}$$

Pada titik simpul A :

$$\sum H_b = 0$$

$$0 = P1 - S1 + S3 \cos \Phi$$

$$S2 \cos \Phi = 4,462 \text{ kN} - 0,53 \text{ kN} / \cos \Phi$$

$$S2 = 3,78 \text{ kN (tarik)}$$

Maka gaya aksial ( $P_u$ ) = 5,27 kN

### 3. Penentuan Dimensi

Batang ikatan angin menerima gaya tarik akibat beban angin yang bekerja terhadapnya sebesar 5,27 kN dan batang direncanakan sebagai baja silinder biasa berdiameter tertentu dengan baja BJ 41, maka kontrol kekuatan batang ikatan angin direncanakan dengan dasar kontrol kekuatan batang tarik baja terhadap leleh dan keruntuhan sesuai SNI 1729 -2015 pasal D2

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \times f_y} = \frac{3,78 \times 10^3 \text{ N}}{0,9 \times 250 \text{ MPa}} = 16,8 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 0,25 \pi d^2$$

$$16,8 = 0,25 \pi d^2$$

$$d = 4,625 \text{ mm} , \text{ maka digunakan } d = 10 \text{ mm } (A_g = 78,54 \text{ mm}^2)$$

Cek syarat batang tarik :

Cek syarat batang tarik :

Untuk leleh tarik penampang bruto :

$$\begin{aligned} P_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot F_y = 0,9 \times 78,54 \times 250 = 17.671,5 \text{ N} \\ &= 17,672 \text{ KN} > 3,78 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

#### 6.5.4 Perencanaan Kuda-Kuda

Beban pada gording, dan penggantung gording ini akan diteruskan pada komponen kuda-kuda dimana kuda-kuda ini direncanakan dengan rangka kaku. Balok kuda-kuda direncanakan menerima gaya aksial, lentur dan geser dari beban-beban yang bekerja pada kuda-kuda.

a. Data Perencanaan

Kemiringan atap ( $\alpha$ ) = 29°

Lebar bangunan = 20,4 m

Panjang Kuda-kuda = 0,5 x 20,4 m / Cos 29° = 11,684 m

Mutu Baja : BJ 41

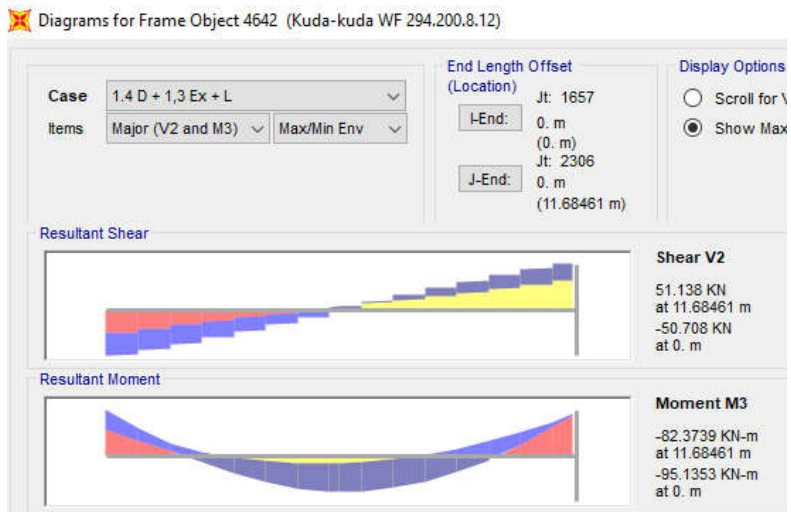
Fy : 250 Mpa

$F_u$  : 410 Mpa  
 $F_r$  : 180 Mpa  
 $E$  : 200000 Mpa

b. Perhitungan Penampang dan gaya dalam

Setelah dilakukan analisa menggunakan program bantu SAP 2000, maka didapatkan hasil output dan diagram gaya dalam sehingga digunakan dalam proses perhitungan.

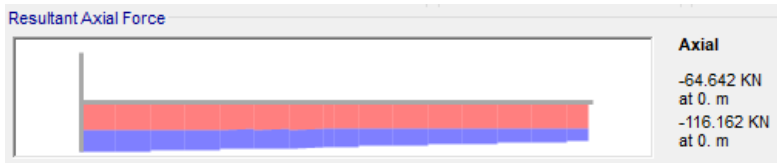
Adapun dalam pengambilan hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000 yaitu gaya yang ditinjau harus ditentukan dan digunakan akibat dari beberapa macam kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan terbesar yang dipakai pada perencanaan balok Kuda-kuda adalah kombinasi 1,4D + 1,3 Ex + 1L



Kombinasi 1,4D + 1,3E<sub>x</sub> + 1L

$M_u = 95,1353 \text{ KN-m}$

$V_u = 50,708 \text{ KN}$



Kombinasi 1,4D + 1,3E<sub>x</sub> + 1L

P<sub>u</sub> = 115,946 KN

Kuda-Kuda direncanakan menggunakan profil WF 294×200×8×12

d	: 294	mm	r <sub>y</sub>	: 47,1	mm
bf	: 200	mm	r <sub>x</sub>	: 125	mm
tw	: 8	mm	I <sub>x</sub>	: 113.000.000	mm <sup>4</sup>
tf	: 12	mm	I <sub>y</sub>	: 16.000.000	mm <sup>4</sup>
S <sub>y</sub>	: 160.000	mm <sup>3</sup>	W	: 56,8	kg/m
S <sub>x</sub>	: 771.000	mm <sup>3</sup>	A	: 7.238	mm <sup>2</sup>
hf	: 282	mm	h <sub>w</sub>	: 270	mm

## 1. Perhitungan Kuat Tekan Rencana

### a. Menentukan Klasifikasi Penampang

SNI 1729-2015 pasal B.4

Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\frac{b}{2 \cdot t_f} \leq 0,56 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$\frac{200}{2 \times 12} \leq 0,56 \sqrt{\left(\frac{200.000}{250}\right)}$$

$$8,33 < 15,84 \quad \text{Penampang sayap Nonlangsing}$$

Karena komponen termasuk penampang langsing, maka perhitungan kekuatan tekan nominal ( $\phi P_n$ ) mengikuti SNI 1729-2013 pasal E.3 dan pasal E.4

### b. Perhitungan Kapasitas Tekan Nominal

SNI 1729-2013 pasal E.3 dan pasal E.4

$P_n = F_{cr} \cdot A_g$ , dimana nilai  $F_{cr}$  dipilih yang menentukan dari kondisi berikut.

c. Akibat tekuk-lentur

Faktor Tekuk ( K )

Kekakuan elemen portal

Kolom Pedestal ,  $I_x = 108.000.000 \text{ mm}^4$  ,  $L = 1.200 \text{ mm}$

$I_x/L$  Kolom Pedestal =  $90.000 \text{ mm}^3$

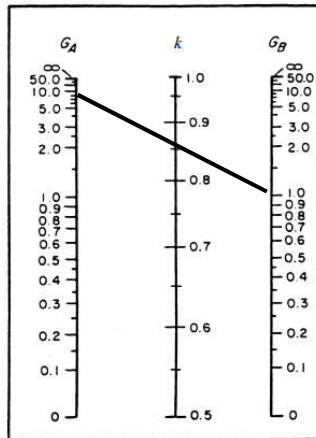
Kuda-kuda ,  $I_x = 113.000.000 \text{ mm}^4$  ,  $L = 11.684 \text{ mm}$

$I_x/L$  Kuda-kuda =  $9.671,35 \text{ mm}^3$

$$G_A = \frac{I_x/L \text{ Kolom Pedestal}}{I_x/L \text{ Kuda-kuda}} = \frac{90.000}{9.671,35} = 9,31$$

$$G_B = \frac{I_x/L \text{ Kuda-kuda}}{I_x/L \text{ Kuda-kuda}} = \frac{9.671,35}{9.671,35} = 1$$

Dari perhitungan didapatkan nilai  $G_A = 9,31$  dan  $G_B = 1$ , maka faktor tekuk kolom dari alignment portal tidak bergoyang adalah



Gambar 6. 16 Alignment chart untuk perhitungan kekakuan portal

Nilai K = 0,855

Ditinjau sumbu lemah penampang yaitu sumbu y

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,855 \times 11.684}{47,1} = 212,1$$

$$4,71 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} = 4,71 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)} = 133,22$$

$$\text{Karena nilai, } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

Maka  $F_{cr} = 0,877 F_e$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(212,1)^2} = 43,9 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e = 0,877 \times 43,9 = 38,5 \text{ Mpa}$$

d. Akibat tekuk-puntir

Konstanta Torsi

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} \left( (2 \times t_f^3 \times bf) + (t_w^3 \times hf) \right) \\ &= \frac{1}{3} \left( (2 \times 12^3 \times 200) + (8^3 \times 282) \right) = 278.528 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Konstanta Warping

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} = \frac{16.000.000 \times 282^2}{4} = 3,181 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$G = 77200 \text{ Mpa}$$

$$GJ = 77200 \text{ Mpa} \times 278.528 \text{ mm}^4 = 2,15 \times 10^{10} \text{ Nmm}^2$$

$$K_z.L = KL$$

$$\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z.L)^2} = \frac{\pi^2 200.000 \times 3,181 \times 10^{11}}{(9.989,82)^2} = 6.291.845.998 \text{ N/mm}^2$$

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z.L)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$= (6.291.845.998 + 2,15 \times 10^{10}) \frac{1}{113.000.000 + 16.000.000}$$

$$= 215,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{250}{215,44} = 1,16 < 2,225$$

Maka termasuk kondisi tekuk inelastic, sehingga

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y = (0,658^{1,16}) \cdot 250$$

$$= 153,845 \text{ Mpa}$$

Karena kondisi akibat tekuk-lentur lebih kecil, maka digunakan  $F_{cr}$  akibat tekuk-lentur

$$\phi P_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,9 \times 38,5 \times 7.238$$

$$= 250.796,7 \text{ N} = 250,8 \text{ KN}$$

## 2. Perhitungan Kuat Lentur Rencana

### a. Kontrol Local Buckling (SNI 1729-2015 Pasal B4.1)

Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\frac{200}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$\frac{200}{2 \times 12} \leq 0,38 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)}$$

$$8,3 < 11,7$$

Memenuhi

Penampang sayap kompak

Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\frac{hw}{tw} \leq 3,6 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$\frac{270}{8} \leq 3,6 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)}$$

$$33,75 < 101,82$$

Memenuhi

Penampang badan kompak

### b. Kontrol Kuat Lentur Akibat Leleh SNI 1729:2015 Pasal F.2

Karena penampang kompak maka,

$$Z_x = \left(\frac{tw \cdot hw^2}{4}\right) + t_f \cdot b_f \cdot h_f$$

$$= \left(\frac{9 \times 270^2}{4}\right) + 12 \times 200 \times 282 = 822.600 \text{ mm}^4$$

$$M_n = \phi Z_x \cdot f_y = 0,9 \times 822.600 \times 250 = 185.085.000 \text{ Nmm}$$

$$= 185,09 \text{ KNm}$$



c. Kontrol Tekuk Torsi Lateral (SNI 1729-2015 pasal F2)

Direncanakan jarak pengaku lateral :

$$L_b = 0,8 \text{ m}$$

$$L_p = 1,76 \times r_y \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} = 1,76 \times 47,1 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)}$$

$$L_p = 3.344,7 \text{ mm} = 3,34 \text{ m (Bentang Pendek)}$$

Maka,  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y = 822.600 \times 250 = 205.650.000 \text{ Nmm} \\ &= 205,65 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 205,65 \text{ KNm} = 185,09 \text{ KNm}$$

3. Menghitung Interaksi gaya aksial dan Momen Lentur

$$P_c = \phi P_n = 250,8 \text{ KN}$$

$$P_r = P_u = 116,162 \text{ KN}$$

$$M_r = 95,1353 \text{ KNm}$$

$$M_c = 185,09 \text{ KNm}$$

$$\text{Jika } \frac{P_r}{P_c} = \frac{116,162 \text{ KN}}{250,8 \text{ KN}} = 0,463 > 0,2, \text{ maka :}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\begin{aligned} 0,463 + \frac{8}{9} \left( \frac{95,1353}{185,09} + 0 \right) &\leq 1 \\ 0,92 &< 1 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

( SNI 1729-2015 Pasal G2 )

$$A = h \cdot t_w = 294 \times 8 = 2.352 \text{ mm}^2$$

$$h_w = h - 2t_f = 294 - 2 \times 12 = 270 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\left(\frac{Ek_v}{f_y}\right)}$$

$$\frac{270}{8} \leq 1,1 \sqrt{\left(\frac{200000 \times 5}{250}\right)}$$

$$33,75 < 69,57$$

Maka,  $C_v = 1$ . Sehingga

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 250 \times 2.352 = 352.800 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 352.800 \\ &= 317.520 \text{ N} = 317,52 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} \phi V_n & \geq & V_u \\ 317,52 \text{ KN} & > & 50,708 \text{ KN} \dots\dots \text{OK} \end{array}$$

## 5. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned} L &= 11.684 \text{ mm} \\ \Delta_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{11.684}{360} = 32,45 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

$$\begin{aligned} \Delta &= 16,93 \text{ mm} \\ \Delta &< \Delta_{ijin} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

### 6.5.5 Perencanaan Balok Baja

Balok baja disini hanya sebagai pengaku dari kolom pedestal yang menumpu kuda-kuda. Analisa dilakukan dengan menggunakan program bantu SAP 2000.

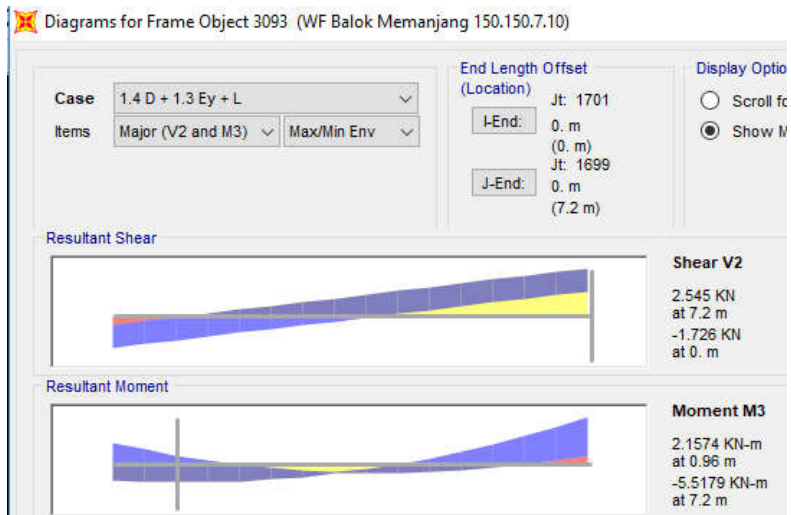
#### a. Data Perencanaan

Panjang bentang : 7.200 mm  
Mutu Baja : BJ 41  
Fy : 250 Mpa  
Fu : 410 Mpa  
Fr : 180 Mpa  
E : 200000 Mpa

#### b. Perhitungan Penampang dan gaya dalam

Setelah dilakukan analisa menggunakan program bantu SAP 2000, maka didapatkan hasil output dan diagram gaya dalam sehingga digunakan dalam proses perhitungan.

Adapun dalam pengambilan hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000 yaitu gaya yang ditinjau harus ditentukan dan digunakan akibat dari beberapa macam kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan terbesar yang dipakai pada perencanaan balok baja adalah kombinasi  $1,4D + 1,3 EY + 1L$



Kombinasi 1,4D + 1,3EY + 1L

$M_u = 5,5179 \text{ KNm}$

$V_u = 2,545 \text{ KN}$

Balok direncanakan menggunakan profil WF 150 × 150 × 7 × 10

d	: 150 mm	ry	: 37,5 mm
bf	: 150 mm	rx	: 63,9 mm
tw	: 7 mm	Ix	: 16.400.000 mm <sup>4</sup>
tf	: 10 mm	Iy	: 5.630.000 mm <sup>4</sup>
Sy	: 75.100 mm <sup>3</sup>	W	: 31,5 kg/m
Sx	: 219.000 mm <sup>3</sup>	A	: 4.014 mm <sup>2</sup>
hw	: 130 mm	hf	: 140 mm

## 1. Perhitungan Kuat Lentur Rencana

### a. Kontrol Local Buckling (SNI 1729-2015 Pasal B4.1)

Pelat Sayap

Pelat Sayap

$\lambda \leq \lambda_p$

$\lambda \leq \lambda_p$

$$\begin{array}{ll}
 \frac{150}{2tf} \leq 0,38 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} & \frac{hw}{tw} \leq 3,6 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \\
 \frac{200}{2 \times 10} \leq 0,38 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)} & \frac{130}{8} \leq 3,6 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)} \\
 3,6 < 11,7 & 16,25 < 101,82 \\
 \text{Memenuhi} & \text{Memenuhi} \\
 \text{Penampang sayap kompak} & \text{Penampang badan kompak}
 \end{array}$$

b. Kontrol Kuat Lentur Akibat Leleh SNI 1729:2015 Pasal F.2  
 Karena penampang kompak maka,

$$\begin{aligned}
 Z_x &= \left( \frac{t_w \cdot h_w^2}{4} \right) + t_f \cdot b_f \cdot h_f \\
 &= \left( \frac{7 \cdot 130^2}{4} \right) + 10 \times 150 \times 140 = 239.575 \text{ mm}^4 \\
 M_n &= \phi Z_x \cdot f_y = 0,9 \times 239.575 \times 250 = 53.904.375 \text{ Nmm} \\
 &= 50,904 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol Tekuk Torsi Lateral (SNI 1729-2015 pasal F2)

Direncanakan :

$$L_b = 7,2 \text{ m}$$

$$L_p = 1,76 \times r_y \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} = 1,76 \times 37,5 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)}$$

$$L_p = 1.866,8 \text{ mm} = 1,87 \text{ m (Bentang Menengah atau Panjang)}$$

Perhitungan Geometri Properti Penampang

$$\text{Lebar sayap} = b = b_f = 150 \text{ mm}$$

$$h_o = h_f = h - t_f = 150 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

Konstanta Torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} \left( (2 \times t_f^3 \times b_f) + (t_w^3 \times h_w) \right) \\
 &= \frac{1}{3} \left( (2 \times 10^3 \times 150) + (7^3 \times 140) \right) = 116.006,67 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Konstanta Warping

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} = \frac{5.630.000 \times 140^2}{4} = 2,76 \times 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$c = 1$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{5.630.000 \times 2,76 \times 10^{10}}}{219.000} = 1.800 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{1.800} = 42,43 \text{ mm}$$

$$J_c = 116.006,67 \times 1 = 116.006,67 \text{ mm}^3$$

$$S_{xho} = 219.000 \times 140 = 30.660.000 \text{ mm}^2$$

$$L_r = \underbrace{1,95 \cdot r_{ts} \frac{E}{0,7f_y}}_A \sqrt{\underbrace{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{xho}}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7f_y}{E}\right)^2}}_B}$$

$$A = 1,95 \times 42,43 \frac{200000}{0,7 \times 250} = 94.558,3$$

$$B = \sqrt{\frac{116.006,67}{30.660.000} + \sqrt{\left(\frac{116.006,67}{30.660.000}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 250}{200000}\right)^2}} = 0,091$$

$$L_r = 0,091 \times 94.558,3 = 8.604,81 \text{ mm}$$

$$= 8.604,81 \text{ mm} > 7.200 \text{ mm}$$

$L_r > L_p$  ..... Bentang Menengah

Berdasarkan hasil analisis SAP2000, nilai faktor modifikasi tekuk lateral akibat kombinasi terbesar 1,4D + 1,3Ex + 1L

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$M_{Max} = 5,5179 \text{ KNm}$$

$$M_A = 2.0709 \text{ KNm}$$

$$M_B = 1,102 \text{ KNm}$$

$$M_C = 1,6291 \text{ KNm}$$

Maka,

$$C_b = \frac{12,5 \times 5,5179}{2,5 \times 5,5179 + 3 \times 2,0709 + 4 \times 1,102 + 3 \times 1,6291}$$

$$C_b = 2,35$$

$$C_b = 2,35 > 2,3, \text{ maka nilai } C_b \text{ digunakan adalah } 2,3$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 239.575 \times 250 = 59.893.750 \text{ Nmm}$$

$$= 59,894 \text{ KNm}$$

$$0,7 \cdot f_y \cdot S_x = 0,7 \times 250 \times 219.000 = 38.325.000 \text{ Nmm}$$

$$= 38,325 \text{ KNm}$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 f_y \cdot S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 2,3 \cdot \left[ 59,894 - (59,894 - 38,325) \left( \frac{7,2 - 1,87}{8,605 - 1,87} \right) \right]$$

$$= 98,5 \text{ KNm}$$

$$M_n > M_p \quad \text{Maka, } M_p = M_n$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \cdot f_y = 0,9 \times 239.575 \times 250 = 53.904.375 \text{ Nmm}$$

$$= 50,904 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u = 5,5179 \text{ KNm}$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser  
( SNI 1729-2015 Pasal G2 )

$$A = d \cdot t_w = 175 \times 7,5 = 1.312,5 \text{ mm}^2$$

$$h = d - 2t_f = 175 - 2 \times 11 = 153 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\left( \frac{E k_v}{f_y} \right)}$$

$$\frac{153}{7,5} \leq 1,1 \sqrt{\left( \frac{200000 \times 5}{250} \right)}$$

$$20,4 < 69,57$$

Maka,  $C_v = 1$ . Sehingga

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$= 0,6 \times 250 \times 1.312,5 = 196.875 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 196.875$$

$$= 177.187,5 \text{ N} = 177,5 \text{ KN}$$

$$\begin{array}{rcl} \phi V_n & \geq & V_u \\ 177,5 \text{ KN} & > & 2,545 \text{ KN} \dots\dots \text{OK} \end{array}$$

### 3. Kontrol lendutan

$$L = 7.200 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{7.200}{360} = 20 \text{ mm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

$$\begin{array}{rcl} \Delta & = & 0,83 \text{ mm} \\ \Delta & < & \Delta_{ijin} \dots \text{OK !} \end{array}$$

## 6.5.6 Perencanaan Kolom Pedestal Baja

Kolom pedestal baja merupakan tempat dimana kuda-kuda akan menumpu. Kolom menerima beban aksial dari beban-beban yang ada pada kuda-kuda.

### a. Data Perencanaan

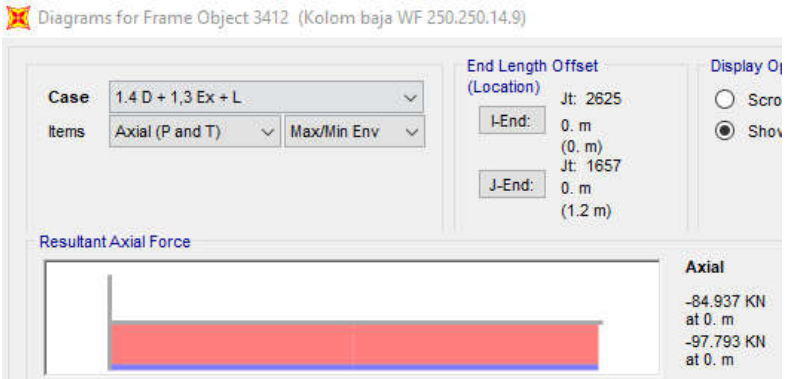
$$\begin{array}{rcl} \text{Panjang bentang} & : & 1.200 \text{ mm} \\ \text{Mutu Baja} & : & \text{BJ 41} \\ F_y & : & 250 \text{ Mpa} \\ F_u & : & 410 \text{ Mpa} \\ F_r & : & 180 \text{ Mpa} \\ E & : & 200000 \text{ Mpa} \end{array}$$

### b. Perhitungan Penampang dan gaya dalam

Setelah dilakukan analisa menggunakan program bantu SAP 2000, maka didapatkan hasil output dan diagram gaya dalam sehingga digunakan dalam proses perhitungan.



Adapun dalam pengambilan hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000 yaitu gaya yang ditinjau harus ditentukan dan digunakan akibat dari beberapa macam kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan terbesar yang dipakai pada perencanaan balok baja adalah kombinasi 1,4D + 1,3 EX + 1L



Kombinasi 1,4D + 1,3EX + 1L

$P_u = 97,793 \text{ KN}$

Kolom direncanakan menggunakan profil WF 250×250×9×14

d	: 250	mm	ry	: 62,9	mm
bf	: 250	mm	rx	: 108	mm
tw	: 9	mm	Ix	: 108.000.000	mm <sup>4</sup>
tf	: 14	mm	Iy	: 36.500.000	mm <sup>4</sup>
Sy	: 292.000	mm <sup>3</sup>	W	: 72,4	kg/m
Sx	: 867.000	mm <sup>3</sup>	A	: 9.218	mm <sup>2</sup>
hf	: 236	mm	hw	: 222	mm

## 1. Perhitungan Kuat Tekan Rencana

### a. Menentukan Klasifikasi Penampang

SNI 1729-2015 pasal B.4

Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\frac{b}{2.t_f} \leq 0,56 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$\frac{250}{2 \times 14} \leq 0,56 \sqrt{\left(\frac{200.000}{250}\right)}$$

$$8,93 < 15,84 \quad \text{Penampang sayap Nonlangsing}$$

Karena komponen termasuk penampang nonlangsing, maka perhitungan kekuatan tekan nominal ( $\phi P_n$ ) mengikuti SNI 1729-2013 pasal E.3 dan pasal E.4

b. Perhitungan Kapasitas Tekan Nominal

SNI 1729-2013 pasal E.3 dan pasal E.4

$P_n = F_{cr} A_g$ , dimana nilai  $F_{cr}$  dipilih yang menentukan dari kondisi berikut.

c. Akibat tekuk-lentur

Faktor Tekuk ( $K$ ) = 1

Ditinjau sumbu lemah penampang yaitu sumbu y

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 1.200}{62,9} = 19,1$$

$$4,71 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} = 4,71 \sqrt{\left(\frac{200000}{250}\right)} = 133,22$$

$$\text{Karena nilai, } \frac{KL}{r} < 4,71 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

$$\text{Maka } F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y$$

Maka termasuk kondisi tekuk inelastic, sehingga

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(19,1)^2} = 1.722,32 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y = (0,658^{0,1452}) \cdot 250$$

$$= 235,3 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,9 \times 235,3 \times 9.218$$

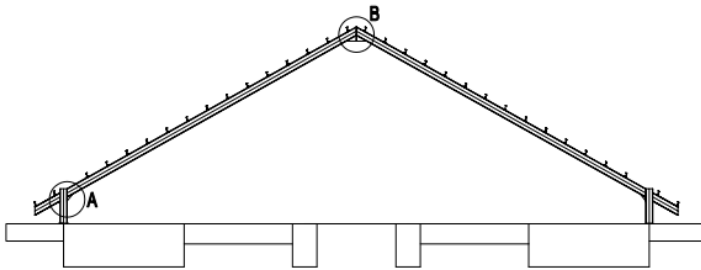
$$= 1.952.095 \text{ N} = 1952,095 \text{ KN}$$

$$\phi P_n > P_u = 97,793 \text{ KN} \dots \text{ OK}$$

### 6.5.7 Perencanaan Sambungan

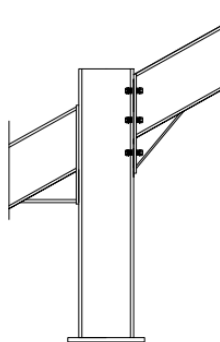
Perencanaan Sambungan digunakan untuk menghubungkan kedua profil yang bertemu. Dalam hal ini, sambungan yang direncanakan adalah sambungan antara kuda-kuda dan kolom pedestal, sambungan antara kuda-kuda dan kuda-kuda dan sambungan antara balok baja dan kolom pedestal.

Output yang dipakai dalam analisa sambungan adalah gaya dalam yang berasal program bantu SAP 2000.

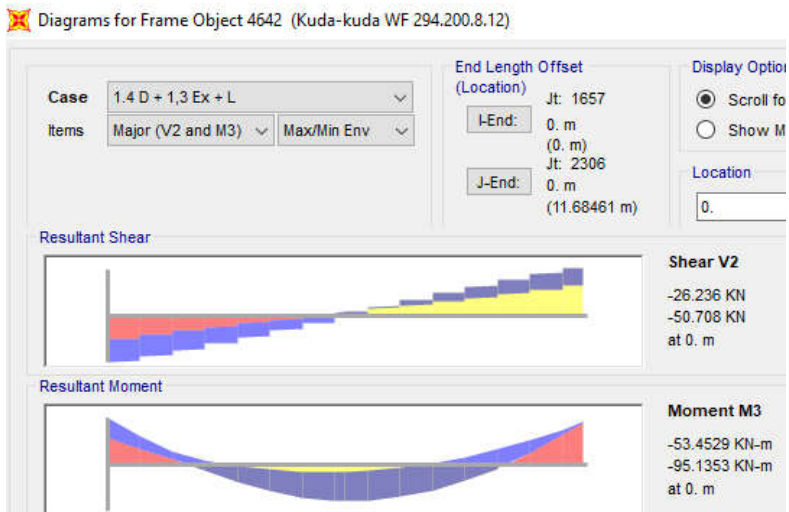


Gambar 6. 17 Titik-titik sambungan

#### 1. Sambungan Kuda Kuda dan Kolom Pedestal Baja



Gambar 6. 18 Sambungan kuda-kuda dan kolom pedestal



Kombinasi 1,4D + 1,3E<sub>x</sub> + 1L

Mu = 95,1353 KNm

Vu = 50,708 KN

Berdasarkan SNI 1729-2015 tabel J3.1M dan J3.2 Direncanakan baut mutu A325. Berikut data perencanaan sambungan baut :

db	= 22 mm	Tp	= 12 mm
Ab	= 380,133 m <sup>2</sup>	n.baut	= 6 buah
Fnt	= 620 Mpa	Fnv	= 372 Mpa
Fu	= 410 Mpa	Fub	= 830 Mpa

a. Perhitungan jarak baut

SNI 1729-2015 J3.5 mengharuskan jarak antar baut (S) maksimum adalah 12 tp tetapi tidak boleh melebihi 150 mm. Pada pasal J3.3 direkomendasikan pada jarak 3db.

$3db < s < 12 \text{ tp}$  atau 150 mm

$3 \times 22 < s < 12 \times 12$  atau 150 mm

$66 \text{ mm} < s < 144 \text{ mm}$  atau  $150 \text{ mm}$

Maka diambil  $s = 134 \text{ mm}$

Untuk jarak baut ke tepi ( $S_1$ ) :

$1,25d_b < s_1 < 12 t_p$  atau  $150 \text{ mm}$

$1,25 \times 22 < s_1 < 12 \times 12$  atau  $150 \text{ mm}$

$27,5 \text{ mm} < s_1 < 144 \text{ mm}$  atau  $150 \text{ mm}$

Maka diambil  $s = 60 \text{ mm}$

## b. Perhitungan tahanan baut

### 1. Kuat geser baut

$$R_{nv} = F_{nv} \cdot A_b$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 nilai  $F_{nv}$  adalah tegangan tarik nominal dari tabel J3.2 yaitu  $F_n = 372 \text{ Mpa}$

$$R_{nv} = 372 \times 380,133 = 141.409,5 \text{ N} = 141,41 \text{ KN}$$

### 2. Kuat tumpu baut

Berdasarkan SNI 1729-2015 persamaan J3.6a, untuk baut dalam sambungan standar, maka dapat dipakai rumusan berikut dengan mengambil nilai terkecil :

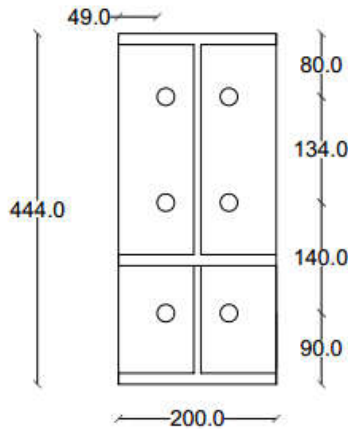
$$1,2 l_c = 1,2 \times (134 - 22) = 134,4 \text{ mm}$$

$$2,4d_b = 2,4 \times 22 = 52,8 \text{ mm}$$

Maka kuat tumpu didasarkan pada deformasi terkecil :

$$\begin{aligned} 2,4 \cdot d_b \cdot t \cdot f_{ub} &= 2,4 \times 22 \times 12 \times 830 = 525.888 \text{ N} \\ &= 525,888 \text{ KN} \end{aligned}$$

### 3. Kuat geser blok



Kuat nominal sambungan terhadap keruntuhan geser blok ( $R_n$ ) sesuai SNI 1729-2015 persamaan J4-5 adalah :

$$0,6.F_u.A_{nv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} \leq 0,6.F_y.A_{gv} + U_{bs}.F_u.A_{nt}$$

Baut  $\Phi 22\text{mm}$ , maka lubang aktual baut standar  $\Phi 24\text{mm}$  (SNI 1729-2015 tabel J3.3M), untuk perhitungan dipakai lubang imajiner  $\Phi 26\text{mm}$  yang diambil karena dianggap terjadi pelemahan selama pembuatan lubang.

$$A_{nv} = (80 + 134 + 140) \times 12 - (26 \times 2,5) \times 12 = 3.468 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = 49 \times 12 = 588 \text{ mm}^2 \quad ; \quad U_{bs} = 1$$

$$A_{gv} = (80 + 134 + 140) \times 12 = 4.248 \text{ mm}^2$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} 0,6.F_u.A_{nv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} &= 0,6 \times 410 \times 3.468 + 1 \times 410 \times 588 \\ &= 1.094.208 \text{ N} = 1.094,21 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,6.F_y.A_{gv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} &= 0,6 \times 250 \times 4.248 + 1 \times 410 \times 588 \\ &= 878.280 \text{ N} = 878,28 \text{ KN} \end{aligned}$$

Maka digunakan  $R_n$  terkecil = 878,28 KN

Ada tiga kondisi batas untuk menghitung kuat sambungan :

1. Kuat tumpu baut = 141,41 KN (menentukan)
2. Kuat geser baut = 525,888 KN
3. Kuat geser blok = 878,28 KN

Jadi, untuk kuat geser 1 baut

$$\Phi R_n = 0,75 \times 141,41 = 106,06 \text{ KN}$$

$$n = 6$$

$$\Phi R_n = 6 \times 106,06 \text{ KN} = 636,36 \text{ KN} > V_u = 50,708 \text{ KN}$$

#### c. Kontrol sambungan las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi web dari profil pada plat sambung. Dengan  $t = 12 \text{ mm}$ , diambil tinggi las = 6 mm. Nilai tersebut telah melebihi dari tinggi las minimum yang dipersyaratkan SNI 1729-2015 tabel J2.4

Sesuai SNI 1729-2015 pasal J2.4, kuat las desain per mm panjang adalah :

$$\Phi R_n = F_{nw} \cdot A_{we}$$

Mutu kawat las : E60XX

Panjang las = 540 mm

$$F_{EXX} = 430 \text{ MPa}$$

$$F_{nw} = 0,6 F_{EXX} = 258 \text{ MPa}$$

$$A_{we} = t \times L = 6 \text{ mm} \times 540 \text{ mm} = 3240 \text{ mm}^2$$

$$\Phi R_n = F_{nw} \cdot A_{we} = 0,75 \times 258 \times 0,707 \times 3240 = 443.246,6 \text{ N}$$

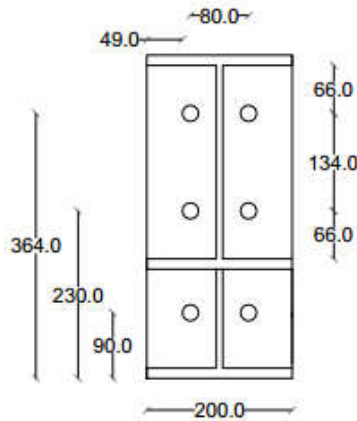
$$V_u = 116,338 \text{ KN} = 116.338 \text{ N}$$

Maka,

$$\Phi R_n = 443,25 \text{ kN} > V_u = 50,708 \text{ KN (memenuhi)}$$

#### d. Kapasitas momen pelat sambungan





Perhitungan dibawah ini mengacu pada teori analisis pelat 2 arah pola garis leleh (Italiano 2011).

$$m_p = \frac{1}{4} \times f_{py} \times t_p^2$$

$$m_{pl} = 4m_p \left[ \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} \right) + h_2 \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s+2,25pb) + (h_2(s+0,75pb))] + \frac{g}{2} \right]$$

Data perencanaan sambungan :

$f_{py} = 250 \text{ Mpa}$	$h_1 = 364 \text{ mm}$
$\phi b = 0,9$	$h_2 = 230 \text{ mm}$
$t_p = 12 \text{ mm}$	$pb = 134 \text{ mm}$
$b_p = 200 \text{ mm}$	$pf = 66 \text{ mm}$
$g = 80 \text{ mm}$	

$$m_p = \frac{1}{4} \times 250 \times 12^2 = 9.000 \text{ N}$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p \cdot g} = \frac{1}{2} \sqrt{200 \times 80} = 63,25 \text{ mm}$$

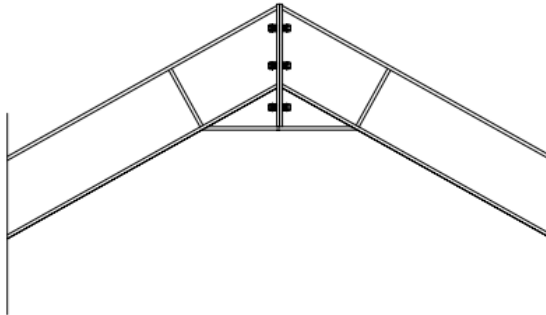
$$pf = 66 \text{ mm} > s = 63,25 \text{ mm}$$

Maka,  $pf = s$

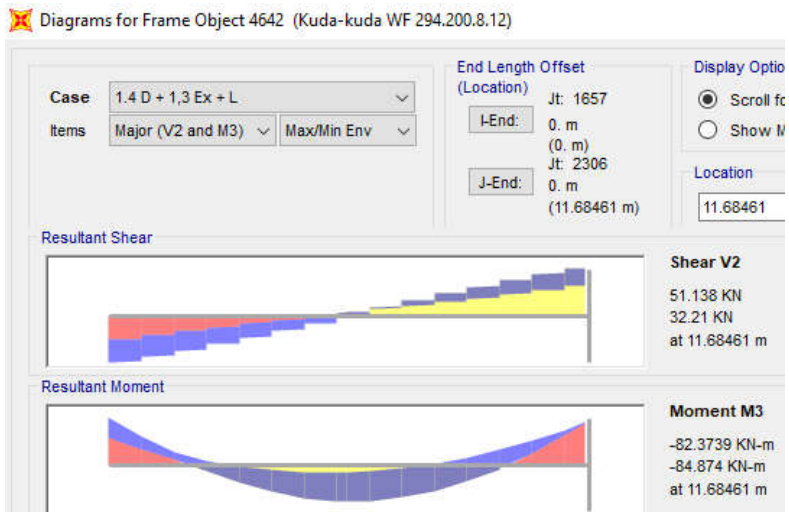
$$M_{pl} = 4m_p \left[ \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} \right) + h_2 \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s+2,25pb) + (h_2(s+0,75pb))] + \frac{g}{2} \right]$$

	A		B
A	$= \frac{200}{2} \left[ 364 \left( \frac{1}{66} \right) + 230 \left( \frac{1}{66} \right) \right] = 900 \text{ mm}$	B	$= \frac{2}{80} [364 (66 + 2,25 \times 134) + 230 (66 + 0,75 \times 134)]$ $= 4.301,625 \text{ mm}$
Mpl	$= 4 \times 9.000 \times (900 + 4.301,625 + \frac{80}{2})$		
Mpl	$= 188.598.500 \text{ Nmm} = 188,6 \text{ KNm}$		
Ø Mn	$= \varnothing \text{ Mpl} = 0,9 \times 188,6 \text{ KNm} = 169,74 \text{ KNm}$		
$\varnothing \text{ Mn} = 169,74 \text{ KNm} > \text{Mu} = 95,1353 \text{ KNm}$			

## 2. Sambungan Kuda Kuda dan Kuda-Kuda



Gambar 6. 19 Sambungan antar kuda-kuda



Kombinasi 1,4D + 1,3E<sub>x</sub> + 1L

Mu = 84,874 KNm

Vu = 51,138 KN

Berdasarkan SNI 1729-2015 tabel J3.1M dan J3.2 Direncanakan baut mutu A325. Berikut data perencanaan sambungan baut :

db	= 22 mm	Tp	= 12 mm
Ab	= 380,133 m <sup>2</sup>	n.baut	= 6 buah
Fnt	= 620 Mpa	Fnv	= 372 Mpa
Fu	= 410 Mpa	Fub	= 830 Mpa

#### a. Perhitungan jarak baut

SNI 1729-2015 J3.5 mengharuskan jarak antar baut (S) maksimum adalah 12 tp tetapi tidak boleh melebihi 150 mm. Pada pasal J3.3 direkomendasikan pada jarak 3db.

$$3db < s < 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm}$$

$$3 \times 22 < s < 12 \times 12 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$66 \text{ mm} < s < 144 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

Maka diambil  $s = 134 \text{ mm}$

Untuk jarak baut ke tepi ( $S_1$ ) :

$$1,25db < s_1 < 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,25 \times 22 < s_1 < 12 \times 12 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$27,5 \text{ mm} < s_1 < 144 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

Maka diambil  $s = 60 \text{ mm}$

## b. Perhitungan tahanan baut

### 1. Kuat geser baut

$$R_{nv} = F_{nv} \cdot A_b$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 nilai  $F_{nv}$  adalah tegangan tarik nominal dari tabel J3.2 yaitu  $F_n = 372 \text{ Mpa}$

$$R_{nv} = 372 \times 380,133 = 141.409,5 \text{ N} = 141,41 \text{ KN}$$

### 2. Kuat tumpu baut

Berdasarkan SNI 1729-2015 persamaan J3.6a, untuk baut dalam sambungan standar, maka dapat dipakai rumusan berikut dengan mengambil nilai terkecil :

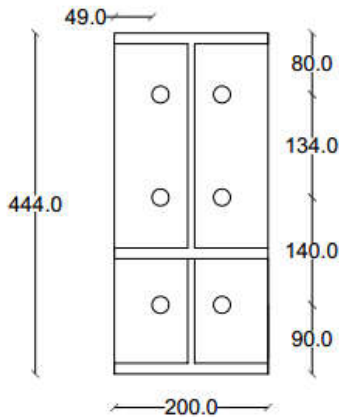
$$1,2 l_c = 1,2 \times (134 - 22) = 134,4 \text{ mm}$$

$$2,4db = 2,4 \times 22 = 52,8 \text{ mm}$$

Maka kuat tumpu didasarkan pada deformasi terkecil :

$$\begin{aligned} 2,4 \cdot db \cdot t \cdot f_{ub} &= 2,4 \times 22 \times 12 \times 830 = 525.888 \text{ N} \\ &= 525,888 \text{ KN} \end{aligned}$$

### 3. Kuat geser blok



Kuat nominal sambungan terhadap keruntuhan geser blok ( $R_n$ ) sesuai SNI 1729-2015 persamaan J4-5 adalah :

$$0,6.F_u.A_{nv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} \leq 0,6.F_y.A_{gv} + U_{bs}.F_u.A_{nt}$$

Baut  $\Phi 22\text{mm}$ , maka lubang aktual baut standar  $\Phi 24\text{mm}$  (SNI 1729-2015 tabel J3.3M), untuk perhitungan dipakai lubang imajiner  $\Phi 26\text{mm}$  yang diambil karena dianggap terjadi pelemahan selama pembuatan lubang.

$$A_{nv} = (80 + 134 + 140) \times 12 - (26 \times 2,5) \times 12 = 3.468 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = 49 \times 12 = 588 \text{ mm}^2 \quad ; \quad U_{bs} = 1$$

$$A_{gv} = (80 + 134 + 140) \times 12 = 4.248 \text{ mm}^2$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} 0,6.F_u.A_{nv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} &= 0,6 \times 410 \times 3.468 + 1 \times 410 \times 588 \\ &= 1.094.208 \text{ N} = 1.094,21 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,6.F_y.A_{gv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} &= 0,6 \times 250 \times 4.248 + 1 \times 410 \times 588 \\ &= 878.280 \text{ N} = 878,28 \text{ KN} \end{aligned}$$

Maka digunakan  $R_n$  terkecil = 878,28 KN

Ada tiga kondisi batas untuk menghitung kuat sambungan :

1. Kuat tumpu baut = 141,41 KN (menentukan)
2. Kuat geser baut = 525,888 KN
3. Kuat geser blok = 878,28 KN

Jadi, untuk kuat geser 1 baut

$$\Phi R_n = 0,75 \times 141,41 = 106,06 \text{ KN}$$

$$n = 6$$

$$\Phi R_n = 6 \times 106,06 \text{ KN} = 636,36 \text{ KN} > V_u = 50,138 \text{ KN}$$

#### c. Kontrol sambungan las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi web dari profil pada plat sambung. Dengan  $t = 12 \text{ mm}$ , diambil tinggi las = 6 mm. Nilai tersebut telah melebihi dari tinggi las minimum yang dipersyaratkan SNI 1729-2015 tabel J2.4

Sesuai SNI 1729-2015 pasal J2.4, kuat las desain per mm panjang adalah :

$$\Phi R_n = F_{nw} \cdot A_{we}$$

Mutu kawat las : E60XX

Panjang las = 540 mm

$$F_{EXX} = 430 \text{ MPa}$$

$$F_{nw} = 0,6 F_{EXX} = 258 \text{ MPa}$$

$$A_{we} = t \times L = 6 \text{ mm} \times 540 \text{ mm} = 3240 \text{ mm}^2$$

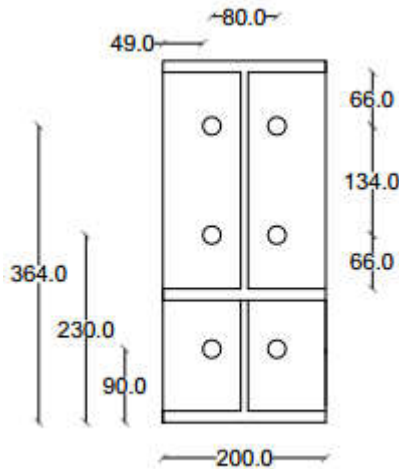
$$\Phi R_n = F_{nw} \cdot A_{we} = 0,75 \times 258 \times 0,707 \times 3240 = 443.246,6 \text{ N}$$

$$V_u = 116,338 \text{ KN} = 116.338 \text{ N}$$

Maka,

$$\Phi R_n = 443,25 \text{ kN} > V_u = 50,138 \text{ KN (memenuhi)}$$

#### d. Kapasitas momen pelat sambungan



Perhitungan dibawah ini mengacu pada teori analisis pelat 2 arah pola garis leleh (Italiano 2011).

$$mp = \frac{1}{4} \times fpy \times tp^2$$

$$mpl = 4mp \left[ \frac{bp}{2} \left[ h1 \left( \frac{1}{s} \right) + h4 \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h1(s+2,25pb) + (h4(s+0,75pb))] + \frac{g}{2} \right]$$

Data perencanaan sambungan :

$fpy = 250 \text{ Mpa}$	$h1 = 364 \text{ mm}$
$\phi b = 0,9$	$h2 = 230 \text{ mm}$
$tp = 12 \text{ mm}$	$pb = 134 \text{ mm}$
$bp = 200 \text{ mm}$	$pf = 66 \text{ mm}$
$g = 80 \text{ mm}$	

$$mp = \frac{1}{4} \times 250 \times 12^2 = 9.000 \text{ N}$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{bp \cdot g} = \frac{1}{2} \sqrt{200 \times 80} = 63,25 \text{ mm}$$

$$pf = 66 \text{ mm} > s = 63,25 \text{ mm}$$

Maka,  $pf = s$

$$M_{pl} = 4m_p \left[ \underbrace{\frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} \right) + h_2 \left( \frac{1}{s} \right) \right]}_A + \underbrace{\frac{2}{g} [h_1(s+2,25pb) + (h_2(s+0,75pb))] + \frac{g}{2}}_B \right]$$

$$A = \frac{200}{2} \left[ 364 \left( \frac{1}{66} \right) + 230 \left( \frac{1}{66} \right) \right] = 900 \text{ mm}$$

$$B = \frac{2}{80} [364 (66+2,25 \times 134) + 230 (66 + 0,75 \times 134)] \\ = 4.301,625 \text{ mm}$$

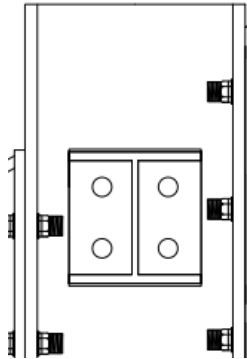
$$M_{pl} = 4 \times 9.000 \times (900 + 4.301,625 + \frac{80}{2})$$

$$M_{pl} = 188.598.500 \text{ Nmm} = 188,6 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n = \phi M_{pl} = 0,9 \times 188,6 \text{ KNm} = 169,74 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n = 169,74 \text{ KNm} > M_u = 84,874 \text{ KNm}$$

### 3. Sambungan Balok dan Kolom



Gambar 6. 20 Sambungan antar kuda-kuda





Kombinasi 1,4D + 1,3EY + 1L

$M_u = 5,5179 \text{ KNm}$

$V_u = 2,545 \text{ KN}$

Berdasarkan SNI 1729-2015 tabel J3.1M dan J3.2 Direncanakan baut mutu A325. Berikut data perencanaan sambungan baut :

$d_b$	= 22 mm	$T_p$	= 10 mm
$A_b$	= 380,133 mm <sup>2</sup>	n.baut	= 4 buah
$F_{nt}$	= 620 Mpa	$F_{nv}$	= 372 Mpa
$F_u$	= 410 Mpa	$F_{ub}$	= 830 Mpa

#### a. Perhitungan jarak baut

SNI 1729-2015 J3.5 mengharuskan jarak antar baut (S) maksimum adalah 12 tp tetapi tidak boleh melebihi 150 mm. Pada pasal J3.3 direkomendasikan pada jarak 3db.

$3d_b < S < 12 \text{ tp}$  atau 150 mm

$3 \times 22 < S < 12 \times 10$  atau 150 mm

$66 \text{ mm} < S < 120 \text{ mm}$  atau  $150 \text{ mm}$

Maka diambil  $S = 70 \text{ mm}$

Untuk jarak baut ke tepi ( $S_1$ ) :

$1,25d_b < s_1 < 12 t_p$  atau  $150 \text{ mm}$

$1,25 \times 22 < s_1 < 12 \times 10$  atau  $150 \text{ mm}$

$27,5 \text{ mm} < s_1 < 120 \text{ mm}$  atau  $150 \text{ mm}$

Maka diambil  $s_1 = 40 \text{ mm}$

## b. Perhitungan tahanan baut

### 1. Kuat geser baut

$$R_{nv} = F_{nv} \cdot A_b$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 nilai  $F_{nv}$  adalah tegangan tarik nominal dari tabel J3.2 yaitu  $F_{nv} = 372 \text{ Mpa}$

$$R_{nv} = 372 \times 380,133 = 141.409,5 \text{ N} = 141,41 \text{ KN}$$

### 2. Kuat tumpu baut

Berdasarkan SNI 1729-2015 persamaan J3.6a, untuk baut dalam sambungan standar, maka dapat dipakai rumusan berikut dengan mengambil nilai terkecil :

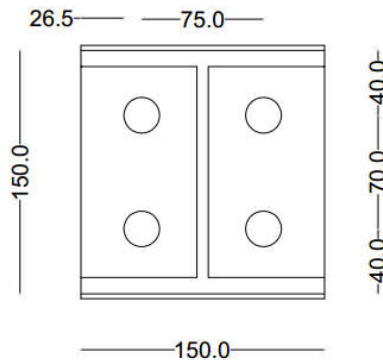
$$1,2 l_c = 1,2 \times (70 - 22) = 57,6 \text{ mm}$$

$$2,4d_b = 2,4 \times 22 = 52,8 \text{ mm}$$

Maka kuat tumpu didasarkan pada deformasi terkecil :

$$\begin{aligned} 2,4 \cdot d_b \cdot t \cdot f_{ub} &= 2,4 \times 22 \times 10 \times 830 = 438.240 \text{ N} \\ &= 438,24 \text{ KN} \end{aligned}$$

### 3. Kuat geser blok



Kuat nominal sambungan terhadap keruntuhan geser blok ( $R_n$ ) sesuai SNI 1729-2015 persamaan J4-5 adalah :

$$0,6.F_u.A_{nv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} \leq 0,6.F_y.A_{gv} + U_{bs}.F_u.A_{nt}$$

Baut  $\Phi 22\text{mm}$ , maka lubang aktual baut standar  $\Phi 24\text{mm}$  (SNI 1729-2015 tabel J3.3M), untuk perhitungan dipakai lubang imajiner  $\Phi 26\text{mm}$  yang diambil karena dianggap terjadi pelemahan selama pembuatan lubang.

$$A_{nv} = (40+70) \times 10 - (26 \times 1,5) \times 10 = 710 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = 26,5 \times 10 = 265 \text{ mm}^2 \quad ; \quad U_{bs} = 1$$

$$A_{gv} = (40+70) \times 10 = 1.100 \text{ mm}^2$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} 0,6.F_u.A_{nv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} &= 0,6 \times 410 \times 710 + 1 \times 410 \times 265 \\ &= 283.310 \text{ N} = 283,31 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,6.F_y.A_{gv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} &= 0,6 \times 250 \times 1.100 + 1 \times 410 \times 265 \\ &= 273.650 \text{ N} = 273,65 \text{ KN} \end{aligned}$$

Maka digunakan  $R_n$  terkecil = 273,65 KN

Ada tiga kondisi batas untuk menghitung kuat sambungan :

1. Kuat tumpu baut = 141,41 KN (menentukan)
2. Kuat geser baut = 438,24 KN
3. Kuat geser blok = 273,65 KN

Jadi, untuk kuat geser 1 baut

$$\Phi R_n = 0,75 \times 141,41 = 106,06 \text{ KN}$$

$$n = 4$$

$$\Phi R_n = 4 \times 106,06 \text{ KN} = 424,24 \text{ KN} > V_u = 2,545 \text{ KN}$$

#### c. Kontrol sambungan las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi web dari profil pada plat sambung. Dengan  $t = 10 \text{ mm}$ , diambil tinggi las = 5 mm. Nilai tersebut telah melebihi dari tinggi las minimum yang dipersyaratkan SNI 1729-2015 tabel J2.4

Sesuai SNI 1729-2015 pasal J2.4, kuat las desain per mm panjang adalah :

$$\Phi R_n = F_{nw} \cdot A_{we}$$

Mutu kawat las : E60XX

Panjang las = 540 mm

$$F_{EXX} = 430 \text{ MPa}$$

$$F_{nw} = 0,6 F_{EXX} = 258 \text{ MPa}$$

$$A_{we} = t \times L = 5 \text{ mm} \times 260 \text{ mm} = 1.300 \text{ mm}^2$$

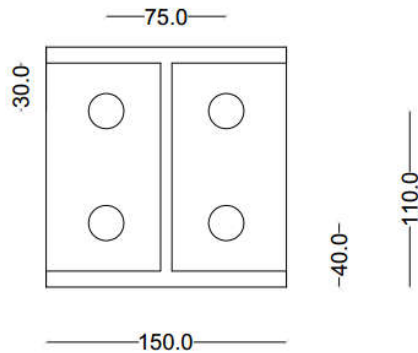
$$\Phi R_n = F_{nw} \cdot A_{we} = 0,75 \times 258 \times 0,707 \times 1.300 = 177.845,9 \text{ N}$$

$$V_u = 47,13 \text{ KN}$$

Maka,

$$\Phi R_n = 443,25 \text{ kN} > V_u = 2,545 \text{ KN (memenuhi)}$$

#### d. Kapasitas momen pelat sambungan



Perhitungan dibawah ini mengacu pada desain sambungan end plate tipe *flush end plate*.

Data perencanaan sambungan :

$f_{py} = 250 \text{ Mpa}$	$h_1 = 110 \text{ mm}$
$\phi b = 0,9$	$g = 75 \text{ mm}$
$tp = 12 \text{ mm}$	$pb = 70 \text{ mm}$
$bp = 200 \text{ mm}$	$pf = 30 \text{ mm}$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p \cdot g} = \frac{1}{2} \sqrt{150 \times 75} = 53 \text{ mm}$$

$$pf = 30 \text{ mm} < s = 53 \text{ mm}$$

Maka,

$$\begin{aligned} Y_p &= \frac{bp}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{pf} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1 (pf + s)] \\ &= \frac{150}{2} \left[ 110 \left( \frac{1}{30} + \frac{1}{53} \right) \right] + \frac{2}{75} [110 \times (30 + 53)] \\ &= 674,13 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi M_{pl} = \phi F_{py} \cdot tp^2 \cdot Y_p = 0,9 \times 250 \times 10^2 \times 674,13 \\ &= 15.167.925 \text{ Nmm} = 15,168 \text{ KNm} \end{aligned}$$

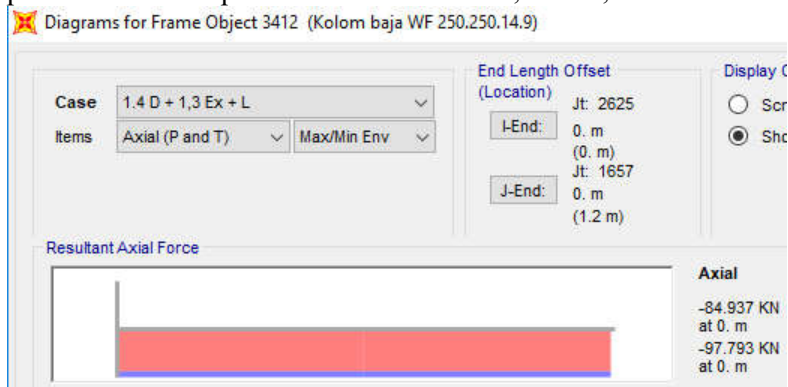
$$\phi M_n = 15,168 \text{ KNm} > \quad \quad \quad \mu_u = 5,5179 \text{ KNm}$$

### 6.5.8 Perhitungan Plat landas

Perencanaan *base plate* digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom beton atau shearwall.

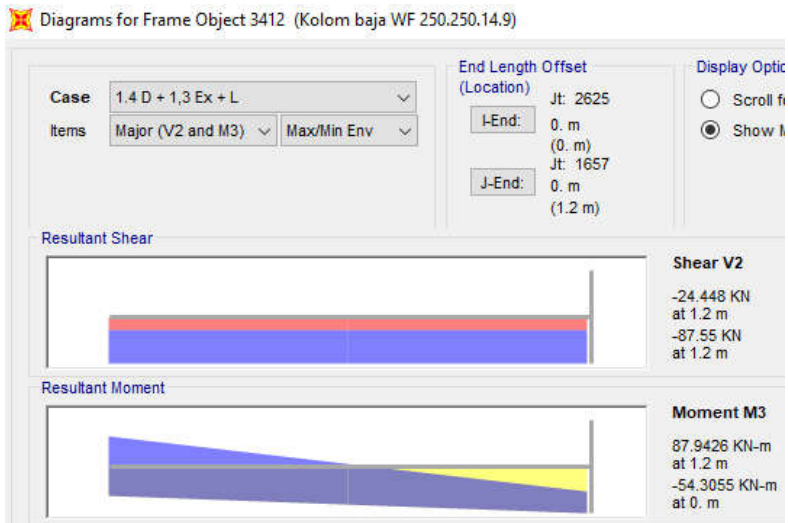
Output yang dipakai dalam analisa base plat adalah gaya dalam yang berasal dari kolom baja. Setelah dilakukan analisa menggunakan program bantu SAP 2000, maka didapatkan hasil output dan diagram gaya dalam sehingga digunakan dalam proses perhitungan.

Adapun dalam pengambilan hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000 yaitu gaya yang ditinjau harus ditentukan dan digunakan akibat dari beberapa macam kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan terbesar yang dipakai pada perencanaan base plate adalah kombinasi 1,4D + 1,3 EX + 1L



Kombinasi 1,4D + 1,3Ex + 1L

$P_u = 97,793 \text{ KN}$



Kombinasi 1,4D + 1,3Ex + 1L

$V_u = 87,55 \text{ kN}$

$M_u = 87,9426 \text{ kNm}$

## 1. Perencanaan Dimensi base plate

Direncanakan diameter baut = 22 mm

Direncanakan Dimensi Baseplate 35 x 35 cm

$$f_p \max = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f_c = 0,65 \times 0,85 \times 35 = 19,3 \text{ Mpa}$$

$$q_{\max} = 19,3 \times 350 = 6.755 \text{ N/mm}$$

$$e \text{ kritis} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{\max}}$$

$$= \frac{350}{2} - \frac{97.793}{2 \cdot 6.755}$$

$$= 167,8 \text{ mm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{87,9426}{97,793} = 0,9 \text{ m} = 900 \text{ mm}$$

$$e > e_{\text{kritis}} \quad (\text{Perlu baut angkur})$$

Jika  $f = 150 \text{ mm}$  adalah jarak baut angkur ke as kolom, maka penyelesaian untuk mencari  $Y$  adalah :

$$Y = \left( \frac{N}{2} + f \right) - \sqrt{\left( \frac{N}{2} + f \right)^2 - \frac{2Pu(e+f)}{q_{\text{max}}}}$$

$$Y = \left( \frac{350}{2} + 150 \right) - \sqrt{\left( \frac{350}{2} + 150 \right)^2 - \frac{2 \times 97.793(900+150)}{6755}}$$

$$Y = 50,732 \text{ mm}$$

Gaya pada angkur adalah :

$$\begin{aligned} T_u &= Q_y - P_u = 6.755 \times 50,732 - 97.959 = 244.735,7 \text{ N} \\ &= 244,74 \text{ KN} \end{aligned}$$

Digunakan baut mutu tinggi A325 Ø22 mm ( $f_y = 585 \text{ Mpa}$ )

$$\begin{aligned} \phi T_n &= \phi \cdot A_b \cdot F_y = 0,9 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times 660 = 225.798,83 \text{ Mpa} \\ &= 225,8 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang digunakan,

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = \frac{244,74}{225,8} = 1,1 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka direncanakan 4 buah baut angkur diameter 22 mm.

**Sisi desak** : pelat kantilever  $m = 50 \text{ mm} < Y = 50,1 \text{ mm}$ , maka tebal pelat landasan untuk memikul gaya reaksi beton adalah :

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot Y} = \frac{97.793}{350 \times 50,732} = 5,51 \text{ Mpa}$$

$$t_p \geq 1,5m \sqrt{\frac{f_p}{f_y}}$$



$$t_p \geq 1,5 \times 50 \sqrt{\frac{5,51}{250}} = 11,13 \text{ mm}$$

Sisi Tarik

$$t_p \geq 1,5 \sqrt{\frac{T_u}{n \times F_y}}$$

$$t_p \geq 1,5 \sqrt{\frac{244.735,7}{4 \times 250}} = 23,5 \text{ mm}$$

Sisi desak lebih menentukan, maka tebal pelat landasan yang dipakai 25 mm.

## 2. Perhitungan Kuat angkur baut ke beton

Direncanakan

$$Heff = 600 \text{ mm}$$

$$Ca1 = 130 \text{ mm}$$

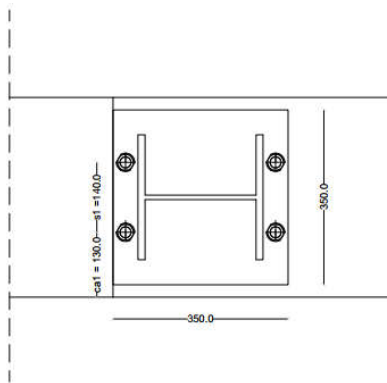
$$\varnothing_{\text{baut}} = 22 \text{ mm}$$

$$A_{SE,N} = 298,064 \text{ mm}^2$$

$$A_{brg} = 574,84 \text{ mm}^2$$

$$s1 = 135 \text{ mm}$$

$$s2 = 300 \text{ mm}$$



Gambar 6. 21 Sketsa base plate tuntut perhitungan kuat baut angkur

#### a. Kuat baut angkur terhadap gaya Tarik

Baut angkur,  $\varnothing_{\text{baut}} = 22 \text{ mm} \approx 7/8 \text{ in}$ ,  $A_{SE,N} = 0,462 \text{ in}^2 = 298,064 \text{ mm}^2$  (Wiryanto 2016)

$$N_{sa} = A_{SE,N} \times F_u = 298,064 \text{ mm}^2 \times 830 \text{ Mpa} = 247.393,12 \\ = 247,393 \text{ Mpa}$$

$$\varnothing N_{sa} = 0,75 \times 247,393 = 185,545 \text{ KN} \dots \text{Angkur tunggal}$$

$$4 \times \varnothing N_{sa} = 4 \times 185,545 \text{ KN} = 742,18 \text{ KN} \dots \text{Angkur kelompok}$$

#### b. Kuat jebol (breakout) beton terhadap tarik

Posisi angkur dari ujung  $c_{a1} = 75 \text{ mm} < 1,5 \times h_{ef} = 600 \text{ mm}$  maka pengaruh jebol perlu dievaluasi.

$$A_{NCO} = 9h_{ef}^2 = 9 \times 600^2 = 3.240.000 \text{ mm}^2$$

Angkur kelompok  $c_{a1} < 3 h_{ef}$ ,  $s1 < 3 h_{ef}$  dan  $s2 < 3 h_{ef}$  maka

$$A_{NC} = (2 \times 1,5 h_{ef} + s2) \times (c_{a1} + s1 + 1,5 h_{ef}) \\ = (2 \times 1,5 \times 600 + 300) \times (130 + 140 + 1,5 \times 600) \\ = 2.457.000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{NC}}{A_{NCO}} = 0,76$$

Untuk  $c_{a1} < 1,5 h_{ef}$  maka

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a1}}{1,5 h_{ef}} = 0,7 + 0,3 \frac{130}{1,5 \times 600} = 0,743$$

$$\Psi_{c,N} = 1$$

$$\Psi_{cp,N} = 1$$

$$K_c = 1$$

$$\lambda_a = \lambda = 1$$

$$N_b = 3,7 \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{5/3} = 3,7 \cdot 1 \sqrt{35} \cdot 600^{5/3} = 934.303,2 \text{ N} \\ = 934,3 \text{ KN}$$

Baut angkur tunggal

$$N_{cb} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \Psi_{ed,N} \times \Psi_{c,N} \times \Psi_{cp,N} \times N_b \\ = 0,76 \times 0,743 \times 1 \times 1 \times 934,3 = 527,6 \text{ KN}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1$$

$$\emptyset = 0,75 \text{ (Beton bertulang)}$$

Baut angkur kelompok

$$\emptyset N_{cbg} = \emptyset \Psi_{ec,N} N_b = 0,75 \times 1 \times 527,6 = 395,7 \text{ KN}$$

### c. Kuat cabut (pullout) baut angkur dari beton

$$\Psi_{c,p} = 1$$

$$\text{Baut angkur } \emptyset_{\text{baut}} = 22 \text{ mm} \approx 7/8 \text{ in}, A_{brg} = 0,891 \text{ in}^2 = 574,84 \text{ mm}^2 \text{ (Wiryanto 2016)}$$

$$N_p = 8 A_{brg} \cdot f_c = 8 \times 574,84 \times 35 = 160.955,2 \text{ N} = 160,96 \text{ KN}$$

$$\emptyset N_{pn} = \emptyset \Psi_{c,p} N_p = 0,75 \times 1 \times 160,96$$

$$= 120,72 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Baut angkur tunggal}$$

$$4 \times \emptyset N_{pn} = 4 \times 120,72 = 482,9 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Baut angkur kelompok}$$

### d. Kuat ambrol muka tepi (sideface blowout) beton dari tarik

$$\text{Posisi angkur dipinggir } h_{eff} = 400 \text{ mm} > 2,5 c_{a1} = 337,5 \text{ mm}$$

$$\text{Baut angkur } \emptyset_{\text{baut}} = 16 \text{ mm} \approx 7/8 \text{ in}, A_{brg} = 0,891 \text{ in}^2 = 574,84 \text{ mm}^2 \text{ (Wiryanto 2016)}$$

$$N_{sb} = (13 \cdot c_{a1} \sqrt{A_{brg}}) \lambda_a \sqrt{f_c} = (13 \times 130 \sqrt{574,84}) 1 \sqrt{35} \\ = 239.714,5 \text{ N} = 239,715 \text{ KN}$$

$$S = 300 \text{ mm} < 6 \times c_{a1} = 780 \text{ mm}, \text{ maka}$$

$$N_{sb} = \left(1 + \frac{s}{6 \cdot c_{a1}}\right) N_{sb} = \left(1 + \frac{140}{6 \times 130}\right) 239,715 = 282,74 \text{ KN}$$

$$\emptyset N_{sb} = 0,75 \times 282,74 \text{ KN} = 212,06 \text{ KN}$$

**e. Rangkuman kuat batas baut terhadap tarik :**

Kuat tarik baut angkur	= 742,18	KN
Kuat jebol beton	= 395,7	KN
Kuat cabut beton	= 482,9	KN
Kuat ambrol muka tepi beton	= 212,06	KN ( Menentukan )

**f. Kuat baut angkur kelompok terhadap geser**

$$A_{se,n} = A_{se,v} = 298,064 \text{ mm}^2$$

$$V_{sa} = 0,6 \cdot A_{se,v} \cdot F_u = 0,6 \times 298,064 \times 830 = 148.435,9 \text{ N}$$

$$V_{sa} = 148,436 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Angkur Tunggal}$$

$$4 \times V_{sa} = 4 \times 148,436 \text{ KN} = 593,744 \text{ KN} \dots \text{Angkur kelompok}$$

**g. Kuat jebol ( breakout ) beton terhadap geser**

Karena  $s_1 = 140 \text{ mm} > c_{a1,1} = 130 \text{ mm}$ . Dianggap  $\frac{1}{2}$  gaya geser dipikul pada baut angkur paling depan pada luas bidang proyeksinya. Parameter kuat jebol beton terhadap geser diambil

$$c_{a1,1} = c_{a1}$$

$$A_{vc} = (2 \times 1,5 \cdot c_{a1,1} + s_2) \times 1,5 \cdot c_{a1,1}$$

$$= (2 \times 1,5 \times 130 + 300) \times 1,5 \times 130 = 134.550 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4,5 \cdot c_{a1}^2 = 4,5 \times 130^2 = 76.050 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vc}}{A_{vco}} = \frac{134.550}{76.050} = 1,77$$

$$\text{Untuk } c_{a2} > 1,5 \cdot c_{a1}, \text{ maka } \Psi_{ed,v} = 1$$

$$\Psi_{c,v} = 1$$

$$V_b = 0,6 \left( \frac{l_e}{d_a} \right)^{0,2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f_c} (c_{a1})^{1,5}$$

$$H_{eff} \leq 8 \cdot d_a, H_{eff} = 600 > 8 \times d_a = 176 \text{ mm}$$

$$l_e = 600$$

$$\lambda_a = \lambda = 1$$

$$V_b = 0,6 \left( \frac{600}{22} \right)^{0,2} \sqrt{22} \cdot 1 \sqrt{35} (130)^{1,5} = 47.809,24 \text{ N}$$

$$= 47,81 \text{ KN}$$

$$\Psi_{ec,v} = 1,4$$

$$\Psi_{h,v} = 1$$

$$V_{cbg} = 1,77 \times 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 47,81 \text{ KN} = 118,5 \text{ KN}$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset V_{cbg} = 0,75 \times 118,5 \text{ KN} = 88,875 \text{ KN}$$

Karena baut angkur terdepan diasumsikan menerima  $\frac{1}{2}$  gaya geser.

$$2 \times \emptyset V_{cbg} = 2 \times 88,875 \text{ KN} = 177,75 \text{ KN}$$

#### **h. Kuat rompal beton ( pryout ) beton terhadap geser**

$$K_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = K_{cp} \times N_{cp}$$

$$N_{cp} = N_{cb} = 527,6 \text{ KN}$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset V_{cp} = 0,75 \times 2 \times 527,6 \text{ KN} = 791,4 \text{ KN}$$

#### **i. Rangkuman kuat batas baut terhadap geser :**

$$\text{Kuat geser baut angkur} = 590,17 \text{ KN}$$

$$\text{Kuat jebol beton} = 177,75 \text{ KN} \quad (\text{Menentukan})$$

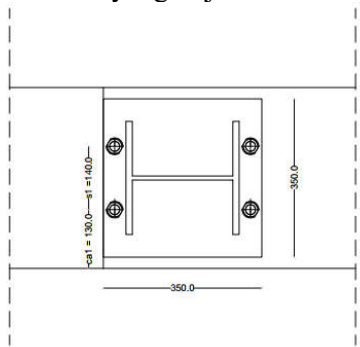
$$\text{Kuat rompal} = 791,4 \text{ KN}$$

#### **j. Interaksi gaya tarik dan gaya geser yang terjadi bersamaan**

$$\frac{N_u}{\emptyset N_n} + \frac{V_u}{\emptyset V_n} \leq 1,2$$

$$\frac{97,793}{212,6} + \frac{87,55}{177,75} = 0,953 < 1,2 \quad \text{OK}$$

Base plate dengan dimensi 350 mm x 350 mm x 25 mm dan 4 buah angkur berukuran 22 mm dengan kedalaman 600 mm cukup kuat untuk menahan beban yang terjadi.



Gambar 6. 22 Sketsa penampang base plate

## BAB VII

### PERHITUNGAN STRUKTUR PRIMER

#### 7.1 Umum

Struktur primer memegang peranan penting dalam kekuatan suatu gedung. Untuk perancangan struktur primer pada Tugas Akhir ini menggunakan Sistem Ganda, yang berperilaku sebagai satu kesatuan sistem struktur yang terdiri dari rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh sistem rangka pemikul momen dan dinding geser ataupun oleh rangka pemikul momen dan rangka bracing. Di dalam perencanaan gedung dengan menggunakan sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh rangka pemikul momen dan dinding geser (*shear wall*) atau rangka bracing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Berdasarkan nilai Kategori Desain Seismik (KDS) D, maka struktur primer di desain menggunakan aturan perencanaan beton untuk SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus). Struktur primer yang direncanakan yaitu,

1. Balok Induk
2. Kolom
3. Hubungan Balok Kolom
4. Dinding Geser (*Shearwall*)

#### 7.2 Perhitungan Balok Induk

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi

mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 1 – 14. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.1.3-21.1.7 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

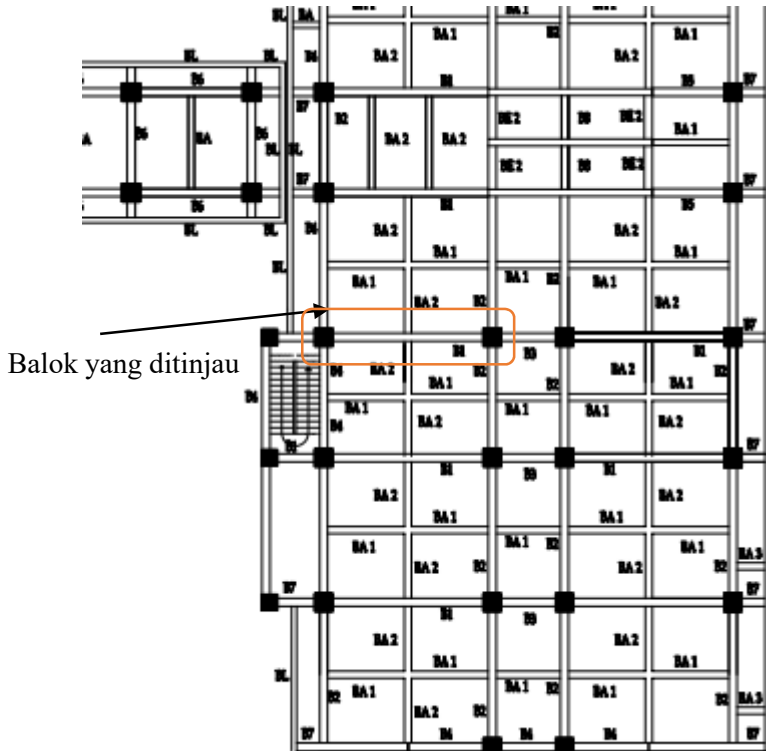
Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisa struktur utama dari hasil analisa menggunakan program SAP2000 v19. Perhitungan mengacu pada peraturan beton yang berlaku yaitu SNI 2847:2013.

Dalam struktur bangunan ini awalnya terdapat beberapa macam balok induk, yaitu balok 50/70, dan 40/70. Namun saat pengerjaannya akan didapatkan jenis balok lain disebabkan perbedaan gaya dalam yang terjadi pada balok tersebut. Dikarenakan keterbatasan waktu pada perhitungan struktur primer ini dilakukan untuk jenis balok induk 50/70 saja. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok yang lain akan disajikan dalam bentuk tabel dan beberapa disajikan pada lampiran.

#### **a. Data Perencanaan**

Perhitungan tulangan balok induk : **B1 (50/70)** elevasi  $\pm 50,4$ . Berikut data-data perencanaan balok, gambar denah pembalokan, hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000, ketentuan perhitungan penulangan balok dengan metode SRPMK, perhitungan serta hasil akhir gambar penampang balok adalah sebagai berikut :





Gambar 7. 1 Denah Balok B1 yang ditinjau

Data-data perencanaan tulangan balok :

Tipe balok	: B1 (50/70)
Bentang balok (L balok)	: 8.400 mm
Dimensi balok (b balok)	: 500 mm
Dimensi balok (h balok)	: 700 mm
Bentang kolom (L kolom)	: 4200 mm
Dimensi kolom (b kolom)	: 850 mm
Dimensi kolom (h kolom)	: 850 mm
Kuat tekan beton ( $f_c'$ )	: 35 MPa
Kuat leleh tulangan lentur ( $f_y$ )	: 390 MPa

Kuat leleh tulangan geser ( $f_{yv}$ )	: 390 MPa
Kuat leleh tulangan puntir ( $f_{yt}$ )	: 390 MPa
Diameter tulangan lentur ( $D$ lentur)	: 25 mm
Diameter tulangan geser ( $\emptyset$ geser)	: 13 mm
Diameter tulangan puntir ( $\emptyset$ puntir)	: 25 mm
Jarak spasi tulangan sejajar ( $S$ sejajar)	: 25 mm
Koefisien Lengan Momen ( $j$ )	: 0,85

**[SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.1]**

Jarak spasi tulangan antar lapis ( $S$  antar lapis) : 25 mm

**[SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.1]**

Tebal selimut beton ( $t$  decking) : 40 mm

**[SNI 03-2847-2013 pasal 10.2.7.(1)]**

Faktor  $\beta_1$  : 0,85

**[SNI 03-2847-2013 pasal 10.2.7.(1)]**

Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\phi$ ) : 0,8

**[SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.(1)]**

Faktor reduksi kekuatan geser ( $\phi$ ) : 0,75

**[SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.(3)]**

Faktor reduksi kekuatan puntir ( $\phi$ ) : 0,75

**[SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.(3)]**

Maka, tinggi efektif balok :

$$\begin{aligned} d &= h - \text{decking} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul lentur} \\ &= 700 - 40 - 13 - (\frac{1}{2} \cdot 25) \\ &= 634,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= \text{decking} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul lentur} \\ &= 40 + 13 + (\frac{1}{2} \cdot 25) \\ &= 65,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{f_{c'} - 28 \text{ mpa}}{7} \times 0,05 = 0,8$$

**[SNI 03-2847-2013 pasal 10.2.7.3]**

Tulangan Minimum dan Maksimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_{c'} \beta_1}{F_y} \times \frac{600}{600 + F_y} = 0,037$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,0278$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

**b. Hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000 :**

Setelah dilakukan analisa menggunakan program bantu SAP 2000, maka didapatkan hasil output dan diagram gaya dalam sehingga digunakan dalam proses perhitungan penulangan balok.

Adapun dalam pengambilan hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000 yaitu gaya yang ditinjau harus ditentukan dan digunakan akibat dari beberapa macam kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan yang digunakan terdiri dari kombinasi beban gravitasi dan kombinasi beban gempa.

Kombinasi pembebanan non-gempa:

1.  $U = 1,4D$
2.  $U = 1,2D + 1,6L + 0,5L_r$
3.  $U = 1,2D + 1,6 L_r + 0,5W$
4.  $U = 1,2D + 1,0W + L + 0,5L_r$
5.  $U = 0,9D + 1,0W$

Kombinasi pembebanan gempa:

- 1a.  $U = 1,4D + 1,3E_x + 1L$
- 1b.  $U = 1,4D + 1,3E_x + 1L$
- 2a.  $U = 0,7D + 1,3E_x$
- 2b.  $U = 0,7D + 1,3E_y$

Untuk perhitungan tulangan balok, diambil momen terbesar dari beberapa kombinasi akibat beban gravitasi dan gempa. Kombinasi  $1,4D + 1,3E_x + 1L$  adalah kombinasi kritis dalam pemodelan.



Kombinasi  $1,4D + 1,3E_y + 1L$

Momen torsi = 53,6503 KNm

### Hasil Output Diagram Momen Lentur

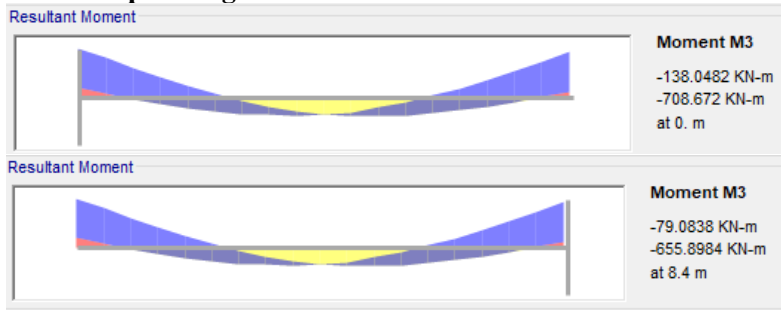


Diagram momen (-) pada tumpuan interior kiri dan interior kanan akibat gravitasi dan gempa

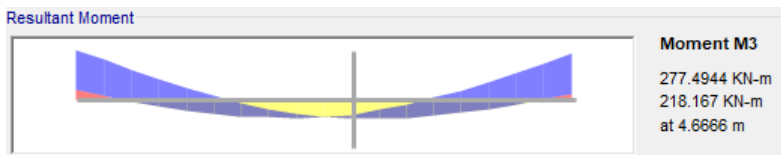


Diagram momen (+) pada lapangan akibat gravitasi dan gempa

Kombinasi 1,4D + 1,3E<sub>x</sub> + 1L

Momen negatif tumpuan Interior kiri = 708,672 KNm

Momen positif tumpuan Interior kiri = 138,0482 KNm

Momen negatif tumpuan Interior kanan = 655,8984 KNm

Momen positif tumpuan Interior kanan = 79,0838 KNm

Kombinasi 1,4D + 1,3E<sub>x</sub> + 1L

Momen lapangan = 277,4944 KNm

### Hasil Output Diagram Gaya Geser



Gaya geser terfaktor  $V_u = 322,024$  KN

### c. Cek Syarat SRPMK

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1 dimana komponen struktur rangka momen khusus yang dikenai beban lentur dan aksial harus memenuhi kondisi-kondisi berikut :

- a. Lebar komponen,  $b_w$ , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari  $0,3h$  dan 250 mm. Dimensi perencanaan balok adalah  $b = 500$  mm dan  $h = 800$  mm.

$$b_{\text{balok}} = 500 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \text{ ( OK )}$$

- b. Balok harus memenuhi definisi komponen struktur lentur. Detail penulangan SRPMK harus memenuhi ketentuan-ketentuan SNI 03- 2847-2013 pasal 21.5.1.1, bila beban aksial tekan terfaktor

pada komponen struktur tidak melebihi

$$\frac{A_g x f_c'}{10} = \frac{500 x 700 x 35}{10} = 1.225.000 \text{ N} = 1.225 \text{ KN}$$

Berdasarkan analisa struktur SAP 2000, gaya aksial tekan akibat kombinasi  $1,4D + 1,3E_x + L$  pada komponen struktur sebesar  $212,411 \text{ KN} < 1.225 \text{ KN}$

- c. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya.

Asumsikan hanya satu lapis tulangan positif yang perlu dipasang, selimut beton 40 mm, sengkang yang dipakai adalah D13, dan baja tulangan longitudinal yang dipakai adalah D25, maka

$$d = 700 \text{ mm} - (40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 25 \text{ mm}/2) = 634,5 \text{ mm}$$

$$l_n / d = ( 8400 \text{ mm} - 850 \text{ mm} ) / 634,5 \text{ mm} = 11,899 \text{ (OK)}$$

### d. Perhitungan Keperluan baja tulangan untuk menahan lentur

Tabel 7. 1 Momen lentur yang terjadi pada balok B1

Kondisi	Lokasi	Arah Goyangan	Mu (KNm)
1	Interior (Negatif)	Kanan	708,672
2	Interior (Positif)	Kiri	138,0482
3	Eksterior (Negatif)	Kiri	655,8984
4	Eksterior (Positif)	Kanan	79,0838
5	Tengah bentang (Positif)	Kanan dan Kiri	277,4944

Kondisi 1, Kolom interior kanan, Momen negatif tumpuan, Goyangan kanan

$$Mu = 708,672 \text{ KN-m} = 708.672.100 \text{ Nmm}$$

- Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{708.672.100}{0,9} = 787.413.444,4 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{787.413.444,4}{500 \times 634,5^2} = 3,9117 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m.Rn}{F_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{13,11} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11).(3,9117)}{390}} \right]$$

$$= 0,01079$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,01079 < 0,0278 \text{ (Oke)}$$

Maka,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,01079$

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,01079 \times 500 \times 634,5 \\ &= 3.423,28 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kebutuhan penulangan

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{0,25 \pi D^2} = \frac{3.423,28 \text{ mm}^2}{0,25 \pi 25^2} = 6,98 \approx 8 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= n 0,25 \pi D^2 = 8 \times 0,25 \pi 25^2 \\ &= 3.927 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$3.927 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (Oke)}$$

Dipasang satu lapis 8 D25

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3.927 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 102,96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot F_y \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 3.927 \times \left( 634,5 - \frac{102,96}{2} \right) \\ &= 803.621.358,5 \text{ Nmm} = 803,621 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$803.621.358,5 \text{ Nmm} > 708.672.100 \text{ Nmm}$$

- Cek  $A_s$  minimum

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 500 \times 634,5 = 1.203,13 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 500 \times 634,5 = 1.138,85 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 3.927 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}}$$

- Cek apakah penampang tension-controlled

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 25 \text{ mm}/2) = 634,5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{102,96 \text{ mm}}{634,5 \text{ mm}} = 0,16$$

$$\frac{c}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,8 = 0,3$$

OK,  $a/d_t < c/d_t$ , Desain tulangan under-reinforced

- Tulangan yang digunakan

Digunakan satu lapis 8D25

Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, spasi antar tulangan,  $s$ , ke muka tarik dibatasi tidak boleh melebihi

$$S = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c \quad \text{pasal 10.6(4)(10-4)}$$

Dimana,

$$F_s = 2/3 f_y = 260 \text{ mpa}$$

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$S = 380 \times \left( \frac{280}{260} \right) - 2,5 \times 40 = 309,23 \text{ mm}$$

$$\text{Dan tidak boleh lebih dari } 300 \times \frac{280}{260} = 323,08 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - 2 \times \text{decking} - 2 \times D_{\text{senggang}} - n \times D_{\text{lentur}}}{n-1} \\ &= \frac{500 - 2 \times 40\text{mm} - 2 \times 13\text{mm} - 8 \times 25}{8-1} \\ &= 27,71 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

( OK, syarat spasi bersih minimum antartulangan dan antar lapis terpenuhi )

Kondisi 2, Kolom interior kanan, Momen positif tumpuan, Goyangan kiri

$$Mu = 138,0482 \text{ KN-m} = 138.048.200 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI 03-3847-2013 pasal 21.5.2.2 bahwa kekuatan momen positif yang disediakan pada muka joint tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut

Mu positif tumpuan Kondisi 2  $> 0,5 \times$  Mu negatif tumpuan Kondisi 1

$$138.048.200 \text{ Nmm} < 0,5 \times 803.621.358,5 \text{ Nmm}$$

$$138.048.200 \text{ Nmm} < 401.810.679,3 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai Mu untuk kondisi 2} = 401.810.679,3 \text{ Nmm}$$

- Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{401.810.679,3}{0,9} = 446.456.310,3 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{446.456.310,3}{500 \times 634,5^2} = 2,218 \text{ N/mm}^2$$



$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (2,218)}{390}} \right] \\ &= 0,006\end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$   
 $0,0036 < 0,006 < 0,0278$  (Oke)

Maka,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,006$

$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,006 \times 500 \times 634,5 \\ &= 1.903,5\end{aligned}$$

Kebutuhan penulangan

$$n = \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{0,25 \pi D^2} = \frac{1.903,5 \text{ mm}^2}{0,25 \pi 25^2} = 3,88 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{pakai}} &= n \cdot 0,25 \pi D^2 = 5 \cdot 0,25 \pi 25^2 \\ &= 2.454,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$2.454,4 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{perlu}} \quad (\text{Oke})$$

Dipasang satu lapis 5D25

Cek Kapasitas Tulangan Lentur

$$a = \frac{\text{As} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2.454,4 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 64,35 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \cdot F_y \cdot \text{As} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 2.454,4 \times \left( 634,5 - \frac{64,35}{2} \right) \\ &= 518.899.614,5 \text{ Nmm} = 518,9 \text{ KNm}\end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$518.899.614,5 \text{ Nmm} > 401.810.679,3 \text{ Nmm}$$

- Cek As minimum

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$A_s \min = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 500 \times 634,5 = 1.203,13 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 500 \times 634,5 = 1.138,85 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 2.454,4 \text{ mm}^2 > A_s \min$$

- Cek apakah penampang tension-controlled

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 25 \text{ mm}/2) = 634,5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{64,35 \text{ mm}}{634,5 \text{ mm}} = 0,1$$

$$\frac{c}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,8 = 0,3$$

OK,  $a/d_t < c/d_t$ , Desain tulangan under-reinforced

- Tulangan yang digunakan

Digunakan satu lapis 5D25

$$S = \frac{500 - 2 \times 40 \text{ mm} - 2 \times 13 \text{ mm} - 5 \times 25}{5-1}$$

$$= 67,25 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

( OK, syarat spasi bersih minimum antartulangan dan antar lapis terpenuhi )

Kondisi 3, Kolom interior kiri, Momen negatif tumpuan, Goyangan kiri

$$M_u = 655,8984 \text{ KN-m} = 655.898.400 \text{ Nmm}$$

- Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{655.898.400}{0,9} = 728.776.000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{728.776.000}{500 \times 634,5^2} = 3,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{13,11} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (3,62)}{390}} \right]$$

$$= 0,0099$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,0099 < 0,0278 \quad (\text{Oke})$$

Maka,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0099$

Asperlu =  $\rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d$

$$= 0,0099 \times 500 \times 634,5$$

$$= 3.140,775 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan penulangan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{0,25 \pi D^2} = \frac{3.140,775 \text{ mm}^2}{0,25 \pi 25^2} = 6,4 \approx 8 \text{ buah}$$

$$\text{As pakai} = n \cdot 0,25 \pi D^2 = 8 \times 0,25 \pi 25^2$$

$$= 3.927 \text{ mm}^2$$

$$3.927 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \quad (\text{Oke})$$

Dipasang satu lapis 8 D25

$$a = \frac{\text{As} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3.927 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 102,96 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot F_y \cdot \text{As} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 390 \times 3.927 \times \left( 634,5 - \frac{102,96}{2} \right)$$

$$= 803.621.358,5 \text{ Nmm} = 803,621 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$803.621.358,5 \text{ Nmm} > 655.898.400 \text{ Nmm}$$

- Cek As minimum

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$\text{As min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 500 \times 634,5 = 1.203,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 500 \times 634,5 = 1.138,85 \text{ mm}^2$$

As pakai =  $3.927 \text{ mm}^2 > \text{As min}$

- Cek apakah penampang tension-controlled

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 25 \text{ mm}/2) = 634,5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{102,96 \text{ mm}}{634,5 \text{ mm}} = 0,16$$

$$\frac{c}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,8 = 0,3$$

OK,  $a/d_t < c/d_t$ , Desain tulangan under-reinforced

- Tulangan yang digunakan

Digunakan satu lapis 8D25

Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, spasi antar tulangan,  $s$ , ke muka tarik dibatasi tidak boleh melebihi

$$S = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c \quad \text{pasal 10.6(4)(10-4)}$$

Dimana,

$$F_s = 2/3 f_y = 260 \text{ mpa}$$

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$S = 380 \times \left( \frac{280}{260} \right) - 2,5 \times 40 = 309,23 \text{ mm}$$

$$\text{Dan tidak boleh lebih dari } 300 \times \frac{280}{260} = 323,08 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - 2 \times \text{decking} - 2 \times D_{\text{sengkan}} - n \times D_{\text{lentur}}}{n-1} \\ &= \frac{500 - 2 \times 40 \text{ mm} - 2 \times 13 \text{ mm} - 8 \times 25}{8-1} \\ &= 27,71 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

( OK, syarat spasi bersih minimum antartulangan dan antar lapis terpenuhi )

Kondisi 4, Kolom interior kiri, Momen positif tumpuan, Goyangan kanan

$$M_u = 79,0838 \text{ KN-m} = 79.083.800 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI 03-3847-2013 pasal 21.5.2.2 bahwa kekuatan momen positif yang disediakan pada muka joint tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut

Mu positif tumpuan Kondisi 4  $> 0,5 \times$  Mu negatif tumpuan Kondisi 3

$$79.083.800 \text{ Nmm} < 0,5 \times 803.621.358,5 \text{ Nmm}$$

$$79.083.800 \text{ Nmm} < 401.810.679,3 \text{ Nmm}$$

Dipakai Mu untuk kondisi 4 = 401.810.679,3 Nmm

- Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{401.810.679,3}{0,9} = 446.456.310,3 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{446.456.310,3}{500 \times 634,5^2} = 2,218 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{F_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11) \cdot (2,218)}{390}} \right] \\ &= 0,006 \end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,006 < 0,0278 \quad (\text{Oke})$$

Maka,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,006$

$$\begin{aligned} A_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,006 \times 500 \times 634,5 \\ &= 1.903,5 \end{aligned}$$

Kebutuhan penulangan

$$n = \frac{A_{\text{perlu}}}{0,25 \pi D^2} = \frac{1.903,5 \text{ mm}^2}{0,25 \pi 25^2} = 3,88 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{pakai}} &= n \cdot 0,25 \pi D^2 = 5 \cdot 0,25 \pi 25^2 \\ &= 2.454,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$2.454,4 \text{ mm}^2 > \text{As perlu}$  ( Oke )

Dipasang satu lapis 5D25

Cek Kapasitas Tulangan Lentur

$$a = \frac{\text{As} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2.454,4 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 64,35 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot F_y \cdot \text{As} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 2.454,4 \times \left( 634,5 - \frac{64,35}{2} \right) \\ &= 518.899.614,5 \text{ Nmm} = 518,9 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$\phi M_n > M_u$

$518.899.614,5 \text{ Nmm} > 401.810.679,3 \text{ Nmm}$

- Cek As minimum

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$\text{As min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 500 \times 634,5 = 1.203,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 500 \times 634,5 = 1.138,85 \text{ mm}^2$$

As pakai =  $2.454,4 \text{ mm}^2 > \text{As min}$

- Cek apakah penampang tension-controlled

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 25 \text{ mm}/2) = 634,5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{64,35 \text{ mm}}{634,5 \text{ mm}} = 0,1$$

$$\frac{c}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,8 = 0,3$$

OK,  $a/d_t < c/d_t$ , Desain tulangan under-reinforced

- Tulangan yang digunakan

Digunakan satu lapis 5D25

$$\begin{aligned} S &= \frac{500 - 2 \times 40 \text{ mm} - 2 \times 13 \text{ mm} - 5 \times 25}{5-1} \\ &= 67,25 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

( OK, syarat spasi bersih minimum antartulangan dan antar lapis terpenuhi )

Kondisi 5, Momen positif lapangan, Goyangan kiri dan kanan

$$Mu = 277,4944 \text{ KN-m} = 277.494.400 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI 03-3847-2013 pasal 21.5.2.2 baik kekuatan momen negatif dan positif pada sebarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint tersebut.

Mu positif lapangan Kondisi 5  $> 0,25 \times Mu$  negatif terbesar

$$277.494.400 \text{ Nmm} < 0,25 \times 803.621.358,5 \text{ Nmm}$$

$$277.494.400 \text{ Nmm} > 200.905.339,6 \text{ Nmm}$$

Dipakai Mu untuk kondisi 5 = 277.474.000 Nmm

- Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{277.494.400}{0,9} = 308.327.111,1 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{310.129.777,8}{500 \times 634,5^2} = 1,532 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m.Rn}{F_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,11).(1,532)}{390}} \right] \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

Syarat :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,004 < 0,0278 \quad (\text{Oke})$$

Maka,  $\rho$  perlu = 0,004

$$As_{\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,004 \times 500 \times 634,5$$

$$= 1.269 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan penulangan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{0,25 \pi D^2} = \frac{1.269 \text{ mm}^2}{0,25 \pi 25^2} = 2,6 \approx 5 \text{ buah}$$

$$As \text{ pakai} = n 0,25 \pi D^2 = 5 \cdot 0,25 \pi 25^2 \\ = 2.454,4 \text{ mm}^2$$

$$2.454,4 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \quad (\text{Oke})$$

Dipasang satu lapis 5D25

Cek Kapasitas Tulangan Lentur

$$a = \frac{As \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2.454,4 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 64,35 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot F_y \cdot As \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ = 0,9 \times 390 \times 2.454,4 \times \left( 634,5 - \frac{64,35}{2} \right) \\ = 518.899.614,5 \text{ Nmm} = 518,9 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$518.899.614,5 \text{ Nmm} > 277.474.000 \text{ Nmm}$$

- Cek As minimum

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1

$$As_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{F_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{390} 500 \times 634,5 = 1.203,13 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min} = \frac{1,4}{F_y} b_w d = \frac{1,4}{390} 500 \times 634,5 = 1.138,85 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = 2.454,4 \text{ mm}^2 > As_{\min}$$

- Cek apakah penampang tension-controlled

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 25 \text{ mm}/2) = 634,5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{64,35 \text{ mm}}{634,5 \text{ mm}} = 0,1$$

$$\frac{c}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,8 = 0,3$$

OK,  $a/d_t < c/d_t$ , Desain tulangan under-reinforced

- Tulangan yang digunakan



Digunakan satu lapis 5D25

$$S = \frac{500 - 2 \times 40\text{mm} - 2 \times 13\text{mm} - 5 \times 25}{5-1}$$

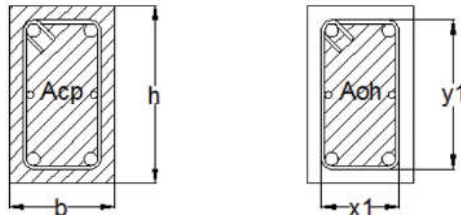
$$= 67,25 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

( OK, syarat spasi bersih minimum antartulangan dan antar lapis terpenuhi )

#### e. Perhitungan Penulangan Puntir

##### Periksa kecukupan dimensi penampang terhadap beban geser lentur dan puntir

Ukuran penampang balok yang dipakai = 50/70



##### Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$A_{cp} = b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}}$$

$$= 500 \times 700$$

$$= 350000 \text{ mm}^2$$

##### Parimeter luar irisan penampang beton Acp

$$P_{cp} = 2 \times (b_{\text{balok}} + h_{\text{balok}})$$

$$= 2 \times (500 \text{ mm} + 700 \text{ mm})$$

$$= 2400 \text{ mm}$$

##### Luas penampang dibatasi as tulangan sengkang

$$A_{oh} = (b - 2 \cdot t_{\text{decking}} - D_{\text{geser}}) \times (h - 2 \cdot t_{\text{decking}} - D_{\text{geser}})$$

$$= (500 - (2 \cdot 40) - 13) \times (700 - (2 \cdot 40) - 13)$$

$$= 247.049 \text{ mm}^2$$

##### Keliling penampang dibatasi as tulangan sengkang

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times [(b_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}}) + (h_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}})] \\
 &= 2 \times [(500 - 2 \cdot 40 - 13) + (700 - 2 \cdot 40 - 13)] \\
 &= 2028 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil output diagram torsi pada SAP diperoleh momen puntir terbesar :

Momen Puntir Ultimate

Akibat Kombinasi 1,4D + 1,3EY + 1L

$$Tu = 53,6503 \text{ KNm} = 53.650.300 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.1, nilai torsi boleh diabaikan bila torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\begin{aligned}
 T_{u \text{ min}} &= \phi 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 &= 0,75 \times 0,083 \times 1 \sqrt{35} \left( \frac{350000^2}{2400} \right) \\
 &= 18.797.419,12 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$T_u > T_{u \text{ min}} \quad (\text{Perlu desain tulangan torsi})$$

Jadi, penampang balok memerlukan tulangan puntir

Momen Puntir Nominal

Karena, desain torsi balok B1 termasuk torsi kompatibilitas sehingga berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.2.2, nilai momen torsi dapat diambil yang terkecil dari :

$$Tu = 53.650.300 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 T_{cr} &= \phi 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 &= 0,75 \times 0,33 \times 1 \sqrt{35} \left( \frac{350000^2}{2400} \right) \\
 &= 74.736.726,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$Tu < T_{cr}$$

maka diambil nilai  $T_u = 53.650.300 \text{ Nmm}$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{53.650.300}{0.75} \\
 &= 71.533.733,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Geser Ultimate

$$V_u = 322,024 \text{ KN} = 322.024.000 \text{ N}$$

Jadi, penampang balok memerlukan tulangan puntir

- Cek Kecukupan Penampang Menahan Momen Puntir

Dimensi penampang melintang harus memenuhi ketentuan berikut

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f'c'}\right)$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f'c'} b w d = 0.17.1. \sqrt{35}. 500.634,5 \\
 &= 319.068,97 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} &= \sqrt{\left(\frac{324.415}{500 \times 634,5}\right)^2 + \left(\frac{53.650.300 \times 2.028}{1,7 \times 247.049^2}\right)^2} \\
 &= 1,46
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f'c'}\right) &= 0,75 \left(\frac{322.024.000}{500 \times 634,5} + 0,66 \sqrt{35}\right) \\
 &= 3,687
 \end{aligned}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{B_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{B_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f'c'}\right)$$

$$1,46 < 3,687 \quad (\text{memenuhi})$$

Penampang balok mencukupi untuk menahan momen puntir.

### **Tulangan Puntir Untuk Lentur**

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan puntir sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.7 direncanakan berdasarkan persamaan berikut :

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left( \frac{F_{yt}}{F_y} \right) \cot^2 \theta$$

Dengan  $\frac{A_t}{s}$  dihitung sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.6 berasal dari persamaan di bawah :

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt}}{s} \cot \theta$$

Untuk beton non pretegang  $\theta = 45^\circ$

$$\begin{aligned} \text{Dimana, } A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 247.049 \\ &= 209.991,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt} \times \cot \theta} \\ &= \frac{71.533.733,33}{2 \times 209.991,65 \times 390 \times \cot 45} \\ &= 0,437 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka tulangan puntir untuk lentur :

$$\begin{aligned} A_l &= 0,437 \times 2028 \times \left( \frac{390}{390} \right) \cot^2 45 \\ &= 886,236 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.5.3 tulangan torsi longitudinal minimum harus dihitung dengan ketentuan :

$$A_l \text{ min} = \frac{0,42 \times \sqrt{f_c} \times A_{cp}}{F_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{F_{yt}}{F_y}$$

Dimana  $\frac{A_t}{s}$  tidak boleh kurang dari  $0,175 \frac{b_w}{f_{yt}}$

$$\frac{A_t}{s} = 0,453 > 0,175 \frac{500}{390} = 0,224, \text{ Maka}$$

$$A_l \min = \frac{0,42 \times \sqrt{35} \times 350000}{390} - 0,437 \times 2028 \frac{390}{390}$$

$$= 1.344,221 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 918,581 \text{ mm}^2 > 1.344,221 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maka, } A_l \text{ untuk torsi} = 1.344,221 \text{ mm}^2$$

$A_l$  pada torsi didistribisikan di semua muka balok, gunakan  $1/4 A_l$  di dua sudut teratas dan  $1/4 A_l$  di dua sudut terbawah.

$$1/4 A_l = (1/4) \times 1.344,221 \text{ mm}^2 = 336,06 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan tulangan longitudinal torsi berdasarkan perhitungan lentur pada penampang balok sebelumnya :

1. Sisi tulangan atas tumpuan interior,  $A_s \text{ perlu} = 3.458,025 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ perlu total} = 3.423,28 + 336,06 = 3.759,34 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ terpasang} = 3.927 \text{ mm}^2 > 3.759,34 \text{ mm}^2$  ( OK )
2. Sisi tulangan bawah tumpuan interior,  $A_s \text{ perlu} = 1.903,5 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ perlu total} = 1.903,5 + 336,06 = 2.239,56 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ terpasang} = 2.454,4 \text{ mm}^2 > 2.239,56 \text{ mm}^2$  ( OK )
3. Sisi tulangan atas tumpuan eksterior,  $A_s \text{ perlu} = 3.140,775 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ perlu total} = 3.140,775 + 336,06 = 3.476,835 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ terpasang} = 3.927 \text{ mm}^2 > 3.476,835 \text{ mm}^2$  ( OK )
4. Sisi tulangan bawah tumpuan eksterior,  $A_s \text{ perlu} = 1.903,5 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ perlu total} = 1.903,5 + 336,06 = 2.239,56 \text{ mm}^2$   
 $A_s \text{ terpasang} = 2.454,4 \text{ mm}^2 > 2.239,56 \text{ mm}^2$  ( OK )
5. Pada bagian tengah butuh tulangan torsi  $A_l = 672,12 \text{ mm}^2$   
Gunakan 4D16,  $A_s = 804,25 \text{ mm}^2$  disepanjang tumpuan maupun lapangan bentang.

Tabel 7. 2 Kapasitas lentur balok induk melintang B1

Kondisi	Lokasi	Arah Goyangan	$A_s$ pakai ( $\text{mm}^2$ )	Mn (Nmm)
1	Interior kanan (Negatif)	Kanan	3.927	803.621.358,5
2	Interior kanan (Positif)	Kiri	2.454,4	518.899.614,5
3	Interior kiri (Negatif)	Kiri	3.927	803.621.358,5

4	Interior kiri (Positif)	Kanan	2.454,4	518.899.614,5
5	Tengah bentang (Positif)	Kanan dan Kiri	2.454,4	518.899.614,5

#### f. Perhitungan Probable Moment Capacities (M<sub>pr</sub>)

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.4.1 mengisyaratkan bahwa geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok mencapai 1,25 f<sub>y</sub> dengan faktor reduksi kuat lentur  $\phi = 1$ .

a. Kapasitas momen ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan.

Kondisi 1 :

$$a_{pr-1} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{1,25 \times 3.927 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 128,7 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = 1,25 A_s f_y \left( d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right)$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \times 3.927 \times 390 \left( 634,5 - \frac{128,7}{2} \right) \\ = 1.091.502.287 \text{ Nmm} = 1.091,5 \text{ KNm}$$

( Searah jarum jam di muka kolom interior kanan )

Kondisi 2 :

$$a_{pr-2} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{1,25 \times 2.454,4 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 80,44 \text{ mm}$$

$$M_{pr-2} = 1,25 A_s f_y \left( d - \frac{a_{pr-2}}{2} \right)$$

$$M_{pr-2} = 1,25 \times 2.454,4 \times 390 \left( 634,5 - \frac{80,44}{2} \right) \\ = 711.067.905,6 \text{ Nmm} = 711,07 \text{ KNm}$$

( Searah jarum jam di muka kolom interior kiri )

b. Kapasitas momen ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri.

Kondisi 3 :

$$a_{pr-1} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{1,25 \times 3.927 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 128,7 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = 1,25 A_s f_y \left( d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right)$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \times 3.927 \times 390 \left( 634,5 - \frac{128,7}{2} \right)$$

$$= 1.091.502.287 \text{ Nmm} = 1.091,5 \text{ KNm}$$

( Berlawanan arah jarum jam di muka kolom interior kanan )

Kondisi 4 :

$$a_{pr-2} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{1,25 \times 2.454,4 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 80,44 \text{ mm}$$

$$M_{pr-2} = 1,25 A_s f_y \left( d - \frac{a_{pr-2}}{2} \right)$$

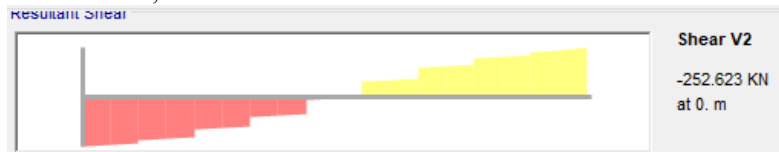
$$M_{pr-2} = 1,25 \times 2.454,4 \times 390 \left( 634,5 - \frac{80,44}{2} \right)$$

$$= 711.067.905,6 \text{ Nmm} = 711,07 \text{ KNm}$$

( Berlawanan arah jarum jam di muka kolom interior kiri )

### g. Diagram gaya geser

Reaksi geser di ujung kanan dan kiri balok akibat gaya gravitasi yang bekerja pada struktur diambil dari output SAP2000 dengan kombinasi 1,4 D + 1 L :



$$V_g = \frac{W_u \cdot l_n}{2} = 252,623 \text{ KN}$$

$$W_u = 66,92 \text{ KN/m}$$

Tabel 7. 3 Konfigurasi penulangan dan kapasitas momen penampang balok B1

Kondisi	Lokasi	Arah Goyangan	As pakai (mm <sup>2</sup> )	Mu (KNm)	Mpr (KNm)
1	Interior (Negatif)	Kanan	3.927	803,621	1.091,5 Clockwise
2	Interior (Positif)	Kiri	2.454,4	518,899	711.07 Clockwise
3	Eksterior (Negatif)	Kiri	3.927	803,621	1.091,5 Counter-cw
4	Eksterior (Positif)	Kanan	2.454,4	518,899	711.07 Counter-cw

Struktur bergoyang ke kanan :

$$V_{\text{sway-ka}} = \frac{M_{\text{pr-1}} + M_{\text{pr-2}}}{l_n} = \frac{1.091,5 + 711,07}{7,55} = 238,75 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung interior balok} &= V_{\text{sway-ka}} + V_g \\ &= 238,75 \text{ KN} + 252,623 \text{ KN} \\ &= 491,373 \text{ KN} \end{aligned}$$

Arah gaya geser ke atas

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung eksterior balok} &= V_{\text{sway-ka}} - V_g \\ &= 238,75 \text{ KN} - 252,623 \text{ KN} \\ &= 13,87 \text{ KN} \end{aligned}$$

Arah gaya geser ke bawah

Struktur bergoyang ke kiri :

$$V_{\text{sway-ki}} = \frac{M_{\text{pr-3}} + M_{\text{pr-4}}}{l_n} = \frac{1.091,5 + 711,07}{7,55} = 238,75 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung eksterior balok} &= V_{\text{sway-ka}} + V_g \\ &= 238,75 \text{ KN} + 252,623 \text{ KN} \end{aligned}$$



$$= 491,373 \text{ KN}$$

Arah gaya geser ke atas

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung interior balok} &= V_{\text{sway-ka}} - V_g \\ &= 238,75 \text{ KN} - 252,623 \text{ KN} \\ &= 13,87 \text{ KN} \end{aligned}$$

Arah gaya geser ke bawah

#### **h. Senggang Untuk gaya geser**

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.2 : Kontribusi beton dalam menahan geser, yaitu  $V_c$ , harus diambil = 0 pada perencanaan geser didaerah sendi plastis apabila keduanya (1) dan (2) terjadi :

- (1) Gaya geser  $V_{\text{sway}}$  akibat sendi plastis diujung-ujung balok melebihi  $1/2$  Kuat geser perlu maksimum,  $V_u$  disepanjang bentang.

$$V_{\text{sway maksimum}} = 238,75 \text{ KN}$$

$$V_u \text{ perlu maksimum hasil analisis struktur kombinasi } 1,4D + 1,3 E_x + 1 L = 322,024 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sway maksimum}} > 0,5 V_u \text{ perlu}$$

$$238,75 \text{ KN} > 0,5 \times 322,024 \text{ KN}$$

$$238,75 \text{ KN} > 161,012 \text{ KN}$$

- (2) Gaya tekan aksial terfaktor, termasuk akibat pembebanan gempa, kurang dari  $A_g \cdot f_c / 20$

$$\frac{A_g \cdot x f_c'}{20} = \frac{500 \times 700 \times 35}{20} = 612.500 \text{ N} = 612,5 \text{ KN}$$

Berdasarkan analisa struktur SAP 2000, gaya aksial tekan akibat kombinasi  $1,4D + 1,3E_x + L$  pada komponen struktur sebesar  $530,59 \text{ KN} < 612,5 \text{ KN}$

Dengan demikian, Maka  $V_c$  dapat diasumsikan = 0 disepanjang zona sendi plastis di masing-masing muka kolom.

Dengan demikian,

- Pada ujung interior dan eksterior balok,

Gaya Geser maksimum ( $V_u$ ) = 491,373 KN

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{491,373 \text{ KN}}{0,75} - 0 = 655,164 \text{ KN}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned} V_s \text{ maksimum} &= 0,66\sqrt{f_c} b_w d \\ &= 0,66\sqrt{35 \text{ Mpa}} 500 \text{ mm} \times 634,5 \text{ mm} \\ &= 1.238.738,365 \text{ N} = 1.238,74 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_s = 655,16 \text{ KN} < V_s \text{ maksimum} = 1.238,74 \text{ KN} \text{ ( OK )}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.2, nilai spasi tulangan adalah :

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v f_y d}{V_s} \\ \frac{A_v}{s} &= \frac{655,164 \times 1000 \text{ N}}{390 \text{ Mpa} \times 634,5 \text{ mm}} = 2,65 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.5

Tulangan yang diperlukan akibat geser dan lentur yaitu,

$$\frac{A_v}{s} + 2 \times \frac{A_t}{s} = 2,65 + 2 \times 0,437 = 3,524 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Coba digunakan spasi 100 mm

$$A_v + 2A_t = 3,524 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 352,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter D13 dipasang 3 kaki

$$A_v = 389,2 \text{ mm}^2 > 352,4 \text{ mm}^2 \text{ ( OK )}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.1 diperlukan tulangan hoops (senggang tertutup) di sepanjang jarak 2h dari sisi muka kolom terdekat.

$$2h = 2 \times 700 \text{ mm} = 1400 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.2 hoops pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka kolom terdekat, dan berikutnya dipasang dengan spasi terkecil diantara :

$$1. d/4 = 634,5 \text{ mm} / 4 = 158,625 \text{ mm}$$

$$2. 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal terkecil}$$

$$6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$3. 150 \text{ mm.}$$

Tapi tidak perlu kurang dari 100 mm

Dengan demikian, tulangan sengkang di daerah sendi plastis ( 1,4 m dari muka kolom) menggunakan sengkang tertutup 3 kaki D13 yang dipasang dengan spasi 100 mm.

- Ujung zona sendi plastis

Gaya Geser maksimum  $V_u$ , diujung zona sendi plastis yaitu 1,4 m dari muka kolom adalah ,

$$V_u = 491,373 \text{ KN} - (1,4 \text{ m} \times 66,92 \text{ KN/m}) = 397,685 \text{ KN}$$

Pada zona ini, kontribusi  $V_c$  dapat dipertimbangkan.

Berdasarkan SNI 03-3847-2013 pasal 11.2.1.1, nilai  $V_c$  adalah :

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b w d = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 500 \cdot 634,5$$

$$= 319.068,97 \text{ N} = 319,069 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{397,685 \text{ KN}}{0,75} - 319,069 \text{ KN} = 211,2 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{211,2 \times 1000 \text{ N}}{390 \text{ Mpa} \times 634,5 \text{ mm}} = 0,853 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Coba digunakan spasi 200 mm

$$A_v = 0,853 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 200 \text{ mm} = 170,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter D13 dipasang 2 kaki

$$A_v = 265,5 \text{ mm}^2 > 170,6 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.4 spasi maksimum tulangan geser di sepanjang balok adalah  $d/2$

$$S_{\max} = d/2 = 634,5 \text{ mm} / 2 = 317,25 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang 2 kaki D13 – 200 mm

Dari perhitungan diatas, untuk bentang diluar zona sendi plastis digunakan sengkang 2 kaki D13 dengan spasi 200 mm.

#### **i. Lap splicing untuk bentang menerus**

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.1, bahwa sedikitnya harus ada dua tulangan baja yang dibuat menerus dibagian atas dan bagian bawah penampang. Dalam desain balok B1 ini sudah terpenuhi karena tulangan lentur terpasang minimum adalah 2D25, yang dipasang di sisi atas penampang.

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 7.10.4.5 nilai sambungan lewatan kelas A untuk baja tulangan ulir adalah :

$$L_d = 48 \text{ db} = 48 \times 25 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$$

Pada tulangan atas, bila harus di lap slices ( sambung-lewatan) satu sama lain minimum sepanjang :

untuk tulangan  $D > 22 \text{ mm}$  ( SNI 03-3847-2013 pasal 12.2.2), panjang penyaluran tulangan D25 adalah :

$$l_{d-25} = \frac{f_y \Psi_t \Psi_c}{1,7 \lambda \sqrt{f_c}} db = \frac{390 \cdot 1,3 \cdot 1}{1,7 \cdot 1 \sqrt{35}} 25 = 1.260,3 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.5.2 panjang penyaluran untuk  $b = 500 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$  tidak boleh kurang dari 3,25 dari nilai yang dipersyaratkan pada pasal 21.7.5.1.

$$3,25 \cdot l_{dh} = 3,25 \times 305,2 \text{ mm} = 991,9 \text{ mm}$$

Maka diambil nilai  $L_d = 1.300 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.5.1 panjang penyaluran pada muka tumpuan tidak kurang dari nilai berikut :

- $l_{dh} = \frac{f_y db}{5,4 \sqrt{f_c}} = \frac{390 \cdot 25}{5,4 \sqrt{35}} = 305,2 \text{ mm}$
- $8 \text{ db} = 8 \times 25 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

Maka diambil nilai  $l_{dh} = 350 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.2.3, baja tulangan yang disalurkan harus diikat dengan hoops yang dipasang dengan spasi maksimum, yaitu yang terkecil antara  $d / 4$  dan  $100 \text{ mm}$ .

$$\frac{d}{4} = \frac{602 \text{ mm}}{4} = 150,5 \text{ mm}$$

Maka, spasi hoops didaerah penyambungan lewatan tulangan =  $100 \text{ mm}$ .

### j. Cut off points

Dari diagram momen balok, terdapat 3 tulangan lentur D25 yang diteruskan sepanjang bentang balok. Namun, tulangan perlu pada momen negatif dan positif diujung-ujung balok perlu dilakukan pemotongan di titik dimana tulangan tersebut tidak diperlukan lagi.

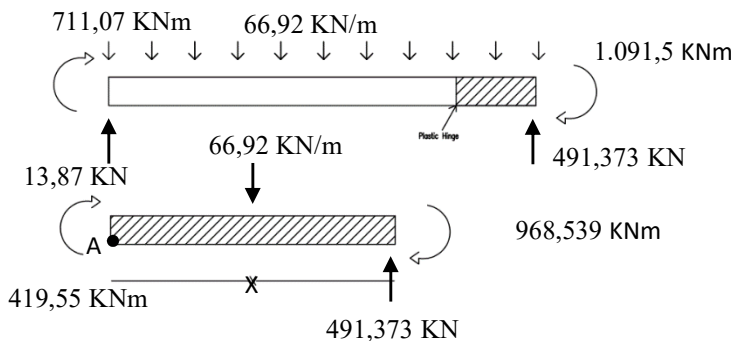
#### 1. Tulangan negatif di muka kolom interior dan eksterior

Jumlah tulangan yang terpasang adalah satu lapis 8D25. 4 buah tulangan lapis atas akan dibuat menerus di sepanjang balok. Sehingga As sisa =  $1.963,5 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{As \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1.963,5 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 51,48 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot F_y \cdot As \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 1.963,5 \times \left( 634,5 - \frac{51,48}{2} \right) \\ &= 419.550.391,3 \text{ Nmm} = 419,55 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Untuk mengetahui lokasi momen 419,55 KNm pada penampang balok. Dibuat sketsa sebagai berikut.



Gambar 7. 2 sketsa lokasi penampang dengan momen 419,55 KNm pada balok B1 saat mengalami goyangan ke kanan

Diambil penjumlahan momen di titik A untuk menentukan nilai x.

$$66,92x \left(\frac{1}{2}x\right) - 491,373x + (1.091,5 - 419,55) = 0$$

$$33,46 x^2 - 491,373x + 671,95 = 0$$

Dengan menggunakan rumus abc didapatkan,

$$\begin{aligned} x_{12} &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\ &= \frac{491,373 \pm \sqrt{(-491,373)^2 - 4 \cdot 33,46 \cdot 671,95}}{2 \cdot 33,46} \end{aligned}$$

$$x_1 = 13,16 \text{ m}$$

$$x_2 = 1,53 \text{ m}$$

Momen rencana 419,55 KNm terletak di 1,52 m baik dari muka kolom interior maupun eksterior. Data ini dipakai untuk menentukan lokasi cutoff point.

Untuk tulangan  $D > 22 \text{ mm}$  ( SNI 03-3847-2013 pasal 12.2.2), panjang penyaluran tulangan D25 adalah :

$$l_{d-25} = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f_c}} db = \frac{390 \cdot 1,3 \cdot 1}{1,7 \cdot 1 \sqrt{35}} 25 = 1.260,3 \text{ mm}$$

Diambil  $l_{d-25} = 1.300 \text{ mm}$

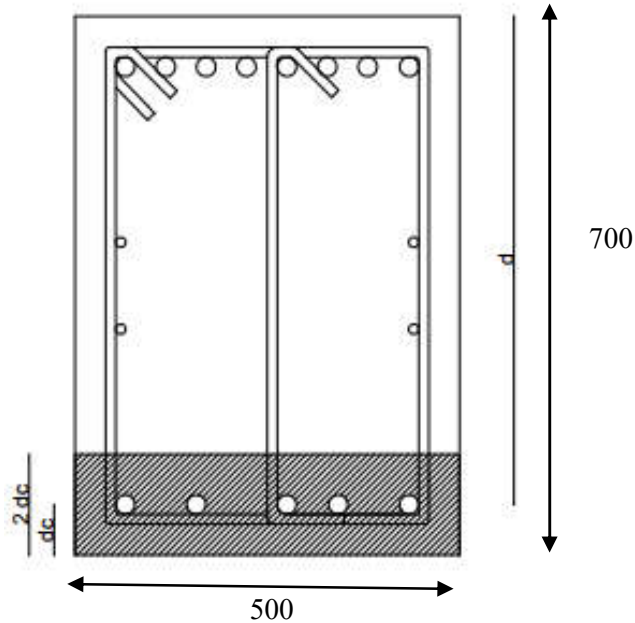
Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 12.12.3 mengharuskan setidaknya 1/3 tulangan Tarik momen negatif pada tumpuan harus ditanam melewati titik balok tidak kurang dari  $d, 12 db, l_n/16$ .

Jadi 4 D25 harus ditanam sepanjang yang terbesar diantara :

1.  $1.530 \text{ mm} + d = 1.520 \text{ mm} + 634,5 \text{ mm} = 2.164,5 \text{ mm}$   
( d diambil untuk penampang di luar zona sendi plastis )
2.  $1.530 \text{ mm} + ( 12 \times 25 \text{ mm} ) = 1.830 \text{ mm}$
3.  $l_{d-25} = 1.300 \text{ mm}$
4.  $1.530 \text{ mm} + 7.550 \text{ mm} / 16 = 2.001,875 \text{ mm}$

Maka, tulangan 5D25 ditanamkan sejauh 2.300 mm dari muka kolom interior dan muka kolom eksterior.

## K. Kontrol Retak



Gambar 7. 3 Luas Efektif Beton kondisi retak

Berdasarkan persamaan Gergely-Lutz, nilai lebar retak pada penampang beton untuk didalam ruangan tidak boleh melebihi 0,016 inch ( udara kering ). Dimana nilai lebar retak yang dihitung adalah :

$$W_{maks} = (0,076\beta_h.F_s\sqrt{d_c A}) / 1000$$

Dimana,

$$\beta_h = 1,2$$

$$dc = \text{decking} + \text{senggang} + \frac{1}{2} D \text{ lentur ( inch )}$$

$$= (40 + 13 + \frac{1}{2} 25) / 25,4 = 2,58 \text{ inch}$$

$$F_s = 2/3 f_y \text{ (Ksi)} = 37,7 \text{ Ksi}$$

$$A = 2 dc \times bw / A_s \text{ tarik} = 2 \times 65,5 \times 500 / 3.927$$

$$= 16,68$$

$$W_{\text{maks}} = (0,076.1,2.37,7\sqrt[3]{2,58 \times 16,68}) / 1000$$

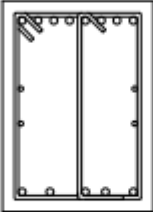
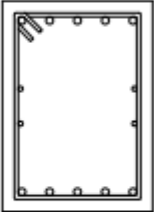
$$= 0,012 \text{ inch}$$

$$W_{\text{maks}} < 0,016 \text{ inch (Memenuhi)}$$

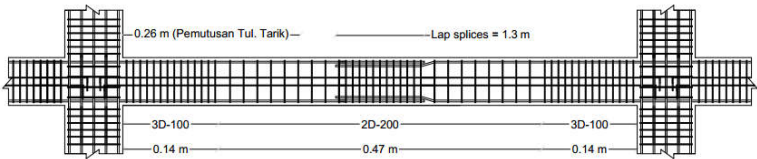
**L. Hasil perhitungan diatas dirangkum sebagai berikut :**

- Untuk memikul momen negatif di muka kolom interior dipasang satu lapis 8D25, dan untuk memikul momen positif di muka kolom interior dipasang satu lapis 4D25.
- Untuk memikul momen negatif di muka kolom eksterior dipasang satu lapis 8D25, dan untuk memikul momen positif di muka kolom eksterior dipasang satu lapis 4D25
- Untuk memikul momen positif di tengah bentang dipasang 5D25 satu lapis dan untuk momen negatif ditengah bentang dipasang satu lapis 4D25.
- Untuk memenuhi persyaratan kuat momen minimum penampang isepanjang balok, khususnya momen negatif, tulangan 4D25 diteruskan di sepanjang balok untuk memenuhi kebutuhan momen negatif di tengah bentang.
- Untuk memikul geser di masing-masing zona sendi plastis, dipasang sengkang tertutup 3 kaki D13 dengan spasi 50 mm dari ujung tumpuan untuk sengkang pertama, dan 3 kaki D13 dengan spasi 100 mm untuk sengkang-sengkang berikutnya.
- Untuk memikul geser di luar zona sendi plastis, dipasang tulangan sengkang 2 kaki D13 dengan spasi 200 mm. Untuk daerah sambungan lewatan ( ditengah bentang, bila harus ) dipasang sengkang tertutup 2 kaki D13 dengan spasi 100 mm
- Pada muka kolom interior dan muka kolom eksterior, tulangan 4D25 ditanamkan sejauh 2.300 mm dari muka kolom.



TYPE LANTAI	B1	
	TUMPUAN	LAPANGAN
LANTAI 1-ATAP		
B X H	500 x 700	500 x 700
TUL. ATAS	8 D25	8 D25
TUL. BAWAH	5 D25	5 D25
TUL. BADAN	4 D16	4 D16
SENGKANG	3D13-100	2D13-200

Gambar 7. 4 Detail Penampang Balok B1



Gambar 7. 5 Detail Penulangan Balok B1

### 7.3 Perhitungan Kolom

Dalam struktur bangunan ini terdapat 2 macam dimensi kolom, yaitu 85/85 cm (K1) dan 80/80 cm (K2), dengan ketinggian pada lantai dasar 4,75 m dan lantai selanjutnya 4,2 m. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan kolom interior 85/85 (K1) pada lantai 2. Perhitungan berikut disertai dengan data perencanaan, gambar denah kolom, output SAP 2000, ketentuan perhitungan dan syarat-syarat penulangan kolom dalam metode SRPMK, sampai dengan hasil akhir gambar penampang kolom adalah sebagai berikut :

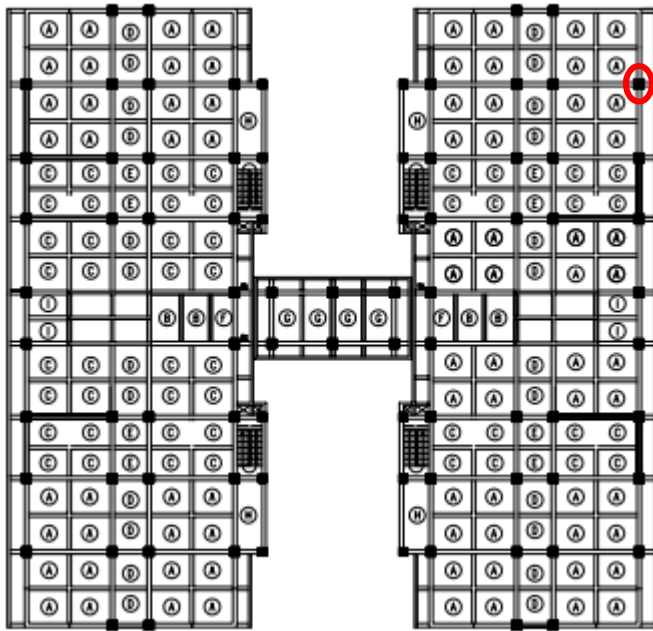
#### a. Data perencanaan kolom :

- Tipe kolom	: K-1
- As kolom	: B-11
- Tinggi kolom atas	: 4200 mm
- Tinggi kolom bawah	: 4750 mm
- Tinggi kolom Pendek	: 550 mm
- b kolom	: 850 mm
- h kolom	: 850 mm
- Kuat tekan beton ( $f_c'$ )	: 35 MPa
- Modulus elastisitas beton ( $E_c$ )	: $4700 \sqrt{f_c'}$
- Modulus elastisitas baja ( $E_s$ )	: 200000 MPa
- Kuat leleh tulangan lentur ( $f_y$ lentur)	: 390 MPa
- Kuat leleh tulangan geser ( $f_y$ geser)	: 390 MPa
- Diameter tulangan lentur (D lentur)	: 25 mm
- Diameter tulangan geser (D geser)	: 13 mm
- Tebal selimut beton (decking)	: 40 mm
[SNI 03-2847-2013 pasal 7.7.1]	
- Jarak spasi tulangan sejajar (S sejajar)	: 40 mm
[SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.3]	
- Faktor $\beta_1$	: 0,8
[SNI 03-2847-2013 pasal 10.2.7.(1)]	
- Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\phi$ )	: 0,75
[SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.(2)]	
- Faktor reduksi kekuatan geser ( $\phi$ )	: 0,75

[SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.(3)]

Maka, tinggi efektif kolom :

$$\begin{aligned} d &= b - \text{decking} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul lentur} \\ &= 850 - 40 - 13 - (\frac{1}{2} \cdot 25) \\ &= 784,5 \text{ mm} \\ d' &= 850 \text{ mm} - 784,5 \text{ mm} = 65,5 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 7. 6 Denah Posisi Kolom K-1 (85/85) Pada As G - 9

**b. Hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000 :**

Setelah dilakukan analisa menggunakan program bantu SAP 2000, maka didapatkan hasil output dan diagram gaya dalam sehingga digunakan dalam proses perhitungan penulangan balok.

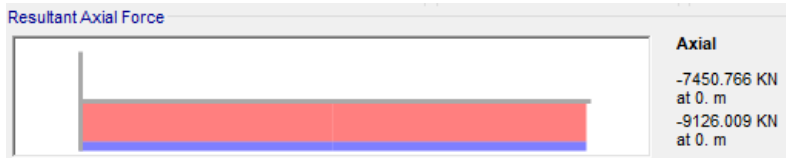
Adapun dalam pengambilan hasil output dan diagram gaya dalam dari analisa SAP 2000 yaitu gaya yang ditinjau harus

ditentukan dan digunakan akibat dari beberapa macam kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan yang digunakan terdiri dari kombinasi beban gravitasi dan kombinasi beban gempa.

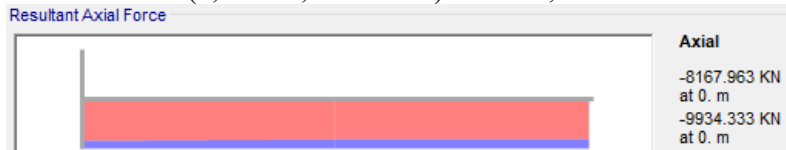
Untuk perhitungan tulangan balok, diambil momen terbesar dari beberapa kombinasi akibat beban gravitasi dan gempa. Kombinasi  $1,2D + 1,6 + 0,5 Lr$ ,  $1,4D + 1,3E_x + 1L$  dan  $1,4D + 1,3E_x + 1L$  adalah kombinasi yang dipakai dalam analisa perencanaan kolom.

Berdasarkan hasil output SAP 2000 didapatkan:

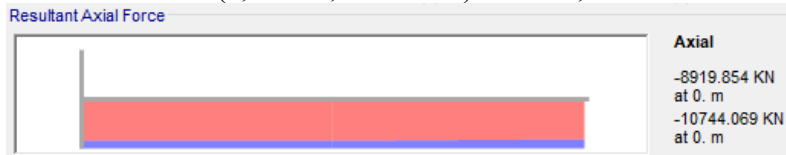
- Gaya Aksial Kolom



Pu Kolom atas ( $1,4D + 1,3 E_x + 1 L$ ) = 9.126,009 kN



Pu Kolom desain ( $1,4D + 1,3 E_x + 1 L$ ) = 9.934,333 kN



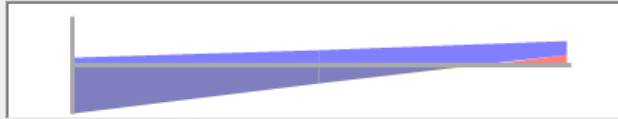
Pu Kolom bawah ( $1,4D + 1,3 E_x + 1 L$ ) = 10.744,069 kN

- Momen arah sumbu X



Mx Kolom atas ( $1,4D + 1,3 E_x + 1 L$ ) = 303,8907 kNm

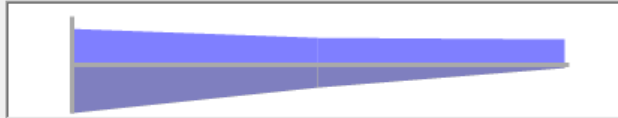
Resultant Moment

**Moment M3**

328.9356 KN-m  
at 0. m  
-155.3052 KN-m  
at 4.2 m

Mx Kolom desain ( $1,4D + 1,3 Ex + 1 L$ ) = 328,9356 KNm

Resultant Moment

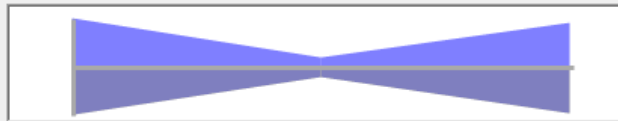
**Moment M3**

364.5936 KN-m  
at 0. m  
-265.5569 KN-m  
at 0. m

Mx Kolom bawah ( $1,4D + 1,3 Ex + 1 L$ ) = 364,5936 KNm

- Momen arah sumbu Y

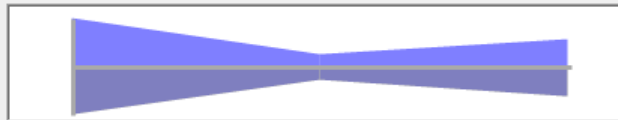
Resultant Moment

**Moment M2**

525.4175 KN-m  
at 0. m  
-541.1423 KN-m  
at 0. m

My Kolom atas ( $1,4D + 1,3 Ey + 1 L$ ) = 541,1423 KNm

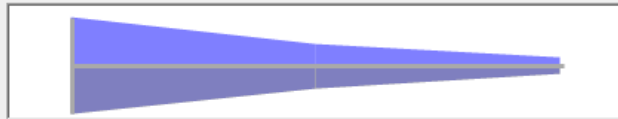
Resultant Moment

**Moment M2**

654.0457 KN-m  
at 0. m  
-694.0716 KN-m  
at 0. m

My Kolom desain ( $1,4D + 1,3 Ey + 1 L$ ) = 694,0716 KNm

Resultant Moment

**Moment M2**

1206.7037 KN-m  
at 0. m  
-1217.5739 KN-m  
at 0. m

My Kolom bawah ( $1,4D + 1,3 Ey + 1 L$ ) = 1.217,5739 KNm

Kolom	1,4D+ 1,3Ex+1L	1,4D+ 1,3Ex+1L	1,4D+ 1,3Ey+1L
	Aksial (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)
Atas	9.126,009	303,8907	541,1423
Desain	9.934,333	328,9356	694,0716

Bawah	10.744,069	364,5936	1.217,5739
-------	------------	----------	------------

### 1. Cek persyaratan SRPMK kolom

Berdasarkan SNI 03-3847-2013, persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain dengan metode SRPMK adalah,

1. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi  $A_g f_c' / 10$ .

$$\frac{A_g \times f_c'}{10} = \frac{850 \times 850 \times 35}{10} = 2.528.750 \text{ N} = 2.528,75 \text{ KN}$$

Berdasarkan analisa struktur SAP 2000, gaya aksial tekan akibat kombinasi 1,4D + 1,3E<sub>x</sub> + L pada komponen struktur sebesar 10.744,069 KN > 2.528,75 KN

2. Sisi terendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm.

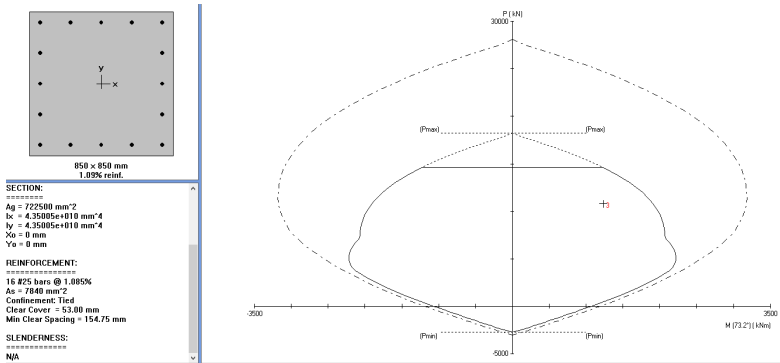
Sisi terpendek kolom,  $b = 850 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$  OK

3. Rasio dimensi dimensi penampang tidak kurang dari 0,4

Rasio antara  $b$  dan  $h = 850 \text{ mm} / 850 \text{ mm} = 1$

2. Tentukan tulangan longitudinal penahan lentur.

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari  $0,01A_g$  atau lebih dari  $0,06A_g$  (SNI 3847:2013 pasal 21.6.3.1). Dari trial error dengan PCACOL didapat konfigurasi tulangan longitudinal 16D25 dengan  $\rho = 1,09\%$  seperti pada Gambar 7.5



Gambar 7. 7 Diagram Interaksi P-M PCACOL

### 3. Cek syarat *strong column weak beam*.

Kekuatan kolom harus memenuhi  $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$  (SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.2.2).

$\sum M_{nc}$  Jumlah Mn dua kolom yang bertemu di join

$\sum M_{nb}$  Jumlah Mn dua balok yang bertemu di join termasuk sumbangan tulangan pelat di selebar efektif pelat lantai bila penampang balok adalah balok T.

#### 1. $M_{nb}^+$

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 f_c b} = \frac{3.927 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 102,96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi F_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 3.927 \times \left( 634,5 - \frac{102,96}{2} \right) \\ &= 803.621.358,5 \text{ Nmm} = 803,621 \text{ KNm} \end{aligned}$$

#### 2. $M_{nb}^-$

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 f_c b} = \frac{2.454,4 \times 390}{0,85 \times 35 \times 500} = 64,35 \text{ mm}$$

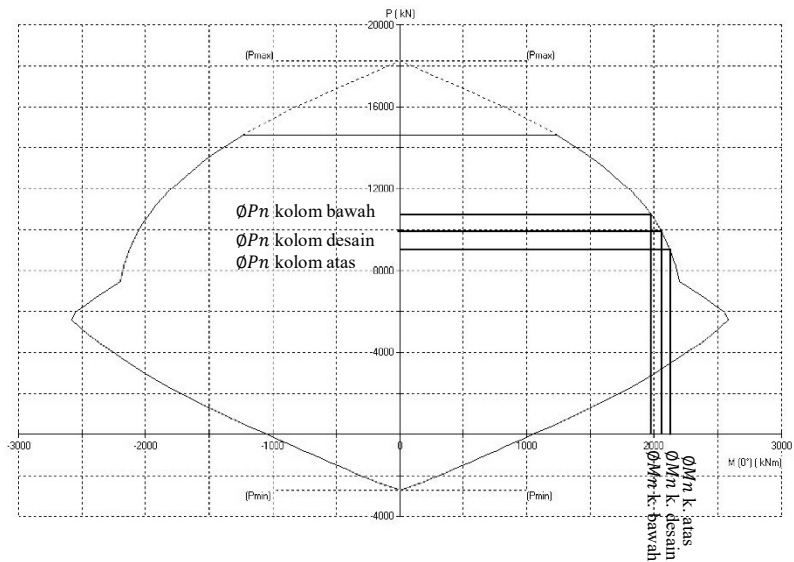
$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi F_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 390 \times 2.454,4 \times \left( 634,5 - \frac{64,35}{2} \right) \\ &= 518.899.614,5 \text{ Nmm} = 518,9 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2 \times (M_{nb}^+ + M_{nb}^-)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,2 \times ( 803,621 \text{ KNm} + 518,9 \text{ KNm} ) \\
 &= 1.587,03 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

#### 4. Menentukan nilai $M_{nc}$

Nilai  $M_{nc}$  didapat dari diagram interaksi  $P$ - $M$  dengan PCACOL. Untuk diagram interaksinya dapat ditampilkan pada Gambar 7.8.



Gambar 7. 8 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain

Berdasarkan gambar 7.8  
kolom lantai atas ( lantai 2 )

$\phi P_n$  ( Gaya aksial terfaktor di kolom atas ) = 9.126,009 KN



Dari diagram interaksi kolom,  $\phi P_n$  bersesuaian dengan  $\phi M_n = 2.119,07 \text{ KNm}$

kolom lantai desain ( lantai 1 )

$\phi P_n$  ( Gaya aksial terfaktor di kolom desain ) = 9.934,333 KN

Dari diagram interaksi kolom,  $\phi P_n$  bersesuaian dengan  $\phi M_n = 2.054,22 \text{ KNm}$

kolom lantai bawah ( lantai dasar )

$\phi P_n$  ( Gaya aksial terfaktor di kolom bawah ) = 10.744,069 KN

Dari diagram interaksi kolom,  $\phi P_n$  bersesuaian dengan  $\phi M_n = 1.971,14 \text{ KNm}$

Dari Gambar 7.8 diketahui nilai  $M_{ncatas} = 2.119,07 \text{ KNm}$ ,  $M_{ncbawah} = 1.971,14 \text{ KNm}$  dan  $M_{ncdesain} = 2.054,22 \text{ KNm}$

Interaksi antara kolom desain dan kolom bawah

$$\sum M_{nc} = ( M_{ncdesain} + M_{ncbawah} ) = 2.054,22 \text{ KNm} + 1.971,14 \text{ KNm} = 4.025,36 \text{ KNm}$$

$$1,2 \sum M_{nb} = 1.587,03 \text{ KNm}$$

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

$$4.025,36 \text{ KNm} > 1.587,03 \text{ KNm} \text{ ( OK )}$$

Interaksi antara kolom desain dan kolom atas

$$\sum M_{nc} = ( M_{ncdesain} + M_{ncbawah} ) = 2.054,22 \text{ KNm} + 2.119,07 \text{ KNm} = 4.173,29 \text{ KNm}$$

$$1,2 \sum M_{nb} = 1.587,03 \text{ KNm}$$

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

$$4.173,29 \text{ KNm} > 1.587,03 \text{ KNm} \text{ ( OK )}$$

( Persyaratan Strong Column weak beam terpenuhi )

5. Perhitungan tulangan transversal sebagai *confinement*.

Berdasarkan SNI 03-29847-2013 pasal 21.6.4.4, total luas penampang hoops tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara :

$$A_{sh} = 0,3 \left( \frac{s_b f_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh} = \frac{0,09 s_b f_c}{f_{yt}}$$

$$\begin{aligned} bc &= \text{lebar penampang inti beton ( yang terkekang )} \\ &= bw - 2(40 + \frac{1}{2} db) = 850 - 2(40 + \frac{1}{2} 25) = 745 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= \text{Luas penampang inti beton, diukur dari serat terluar hoop ke} \\ &\quad \text{serat terluar hoop di sisi lainnya} \\ &= ((bw - 2(40)) \times (hw - 2(40))) \\ &= ((850 - 2(40)) \times (850 - 2(40))) = 592.900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_g = 850 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = 722.500 \text{ mm}^2$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,3 \left( \frac{b_c f_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,3 \left( \frac{745 \times 35}{390} \right) \left( \frac{722.500}{592.900} - 1 \right) \\ &= 4,384 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 b_c f_c}{f_{yt}} = \frac{0,09 \times 745 \times 35}{390} = 6 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Diambil nilai yang terbesar, yaitu 6 mm<sup>2</sup>/mm

SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.3

spasi maksimum *hoop*,  $s_{max}$ , pada daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom. Nilai  $s_{max}$  merupakan nilai terkecil dari:

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{b}{4} = \frac{850}{4} = 212,5 \text{ mm}$$

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6 db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

- $s_o$ , menurut persamaan :

$$s_o \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

dengan,

$$h_x = 154,75 \text{ mm}$$

$$s_o = 100 + \frac{350 - 154,75}{3} = 165 \text{ mm}$$

dengan  $s_o$  tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

Coba digunakan spasi 100 mm

$$\frac{A_{sh}}{s} = 6 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 600 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter D13 dipasang 5 kaki untuk hoops

$$A_{sh} = 663,66 \text{ mm}^2 > 600 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.1

Tulangan *hoop* diperlukan sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom dengan  $l_o$  merupakan nilai terbesar dari :

- Tinggi komponen struktur di joint,  $h = 850 \text{ mm}$  (digunakan)
- $1/6$  bentang bersih komponen struktur
- $1/6 l_n = 1/6 \times 3.500 \text{ mm} = 583,3 \text{ mm}$
- $450 \text{ mm}$

Dengan demikian diambil  $l_o = 850 \text{ mm}$

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi  $l_o$  di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum (SNI2847:2013 pasal 21.6.45) :

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil  
 $6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

6. Perhitungan gaya geser desain,  $V_e$

$V_e$  tidak perlu lebih besar dari  $V_{sway}$  yang dihitung berdasarkan  $M_{pr}$  balok :

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-atas} \times DF_{atas} + M_{pr-bawah} \times DF_{bawah}}{l_u}$$

Dengan

DF = Faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang didesain.

Karena kolom di lantai atas dan bawah mempunyai kekakuan yang sama, maka

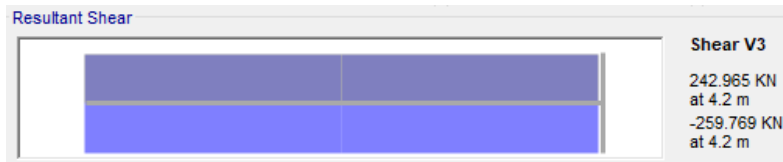
$$DF_{atas} = DF_{bawah} = 0,5$$

Mpr-atas dan Mpr-bawah adalah penjumlahan Mpr untuk masing-masing balok di lantai atas dan lantai bawah di muka kolom interior.

$$V_{sway} = \frac{(1.091,5 + 711,07) \times 0,5 + (1.091,5 + 711,07) \times 0,5}{3,5}$$

$$= 515,02 \text{ KN}$$

Tapi  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis



$$V_u = 259,769 \text{ KN}$$

$$V_{sway} \geq V_u$$

$$515,02 \text{ KN} > 259,769 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

Jadi diambil,  $V_e = 515,02 \text{ KN}$

Perencanaan Geser harus memenuhi **SNI2847:2013, Pasal 21.6.5.1**, dimana nilai  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari pada nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisa struktur.

Besarnya nilai  $V_u$  akan ditahan oleh kuat geser beton ( $V_c$ ) dan kuat tulangan geser ( $V_s$ ). Nilai  $V_c$  dapat dianggap = 0, sesuai **SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.2**, apabila ;

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa,  $V_{sway}$ , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam  $l_o$ .
- Gaya tekan aksial terfaktor,  $P_u = 10.810,44 \text{ KN}$  kurang dari  $A_g f_c' / 10$ .

$$\frac{A_g \times f_c'}{10} = \frac{850 \times 850 \times 35}{10} = 2.528.750 \text{ N}$$

$$= 2.528,75 \text{ KN} < P_u = 10.744,069 \text{ KN}$$

Karena  $P_u > \frac{A_g \times f_c'}{10}$ , maka kontribusi penampang beton pada penulangan geser diperhitungkan

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b w d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 850 \times 784,5$$

$$= 670.648,3 \text{ N} = 670,65 \text{ KN}$$

$$\emptyset \times V_c = 0,75 \times 670,65 \text{ KN} = 503 \text{ KN}$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c = 0,5 \times 503 \text{ KN} = 251,5 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= 0,33 \times b \times d \\ &= 0,33 \times 850 \times 784,5 \\ &= 220.052,25 \text{ N} \\ &= 220,052 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cek kebutuhan tulangan geser :

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c \rightarrow \text{Tidak Perlu Tulangan Geser}$$

$$515,02 \text{ KN} > 251,5 \text{ KN} \quad \textbf{(Tidak Memenuhi)}$$

Kondisi 2

$$0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c \rightarrow \text{Tulangan Geser Minimum}$$

$$251,5 \text{ KN} < 515,02 \text{ KN} < 503 \text{ KN}$$

**(Tidak Memenuhi)**

Kondisi 3

$$\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s_{\text{min}}}) \rightarrow \text{Tulangan Geser Minimum}$$

$$503 \text{ KN} < 515,02 \text{ KN} < 891,452$$

**(Memenuhi)**

Maka direncanakan tulangan minimum pada penampang kolom.

$$A_{v_{\text{min}}} = 0,0062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Karena sebelumnya telah dipasang *confinement* 5 kaki D13 dengan spasi 100 mm. Maka,

$$A_{v_{\text{min}}} = 0,062 \sqrt{35} \frac{850 \times 100}{390} = 80 \text{ mm}^2$$

$$\text{Sementara itu, } A_{sh} \text{ 5 kaki D13} = 663,66 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \geq A_{v_{\text{min}}} \quad (\text{Persyaratan geser terpenuhi})$$

Untuk bentang diluar lo

SNI 03-2847-2013 pasal 11.2 memberikan harga  $V_c$  bila ada gaya aksial yang bekerja :

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_w d$$

Dimana  $N_u$  adalah gaya tekan aksial terkecil dari kombinasi pembebanan yang dipersyaratkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1 yaitu kombinasi  $0,9D + 1 W_y = 4.690,716 \text{ KN}$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \cdot 0,17 \left( 1 + \frac{4.690,716}{14 \times 722.500} \right) 1 \sqrt{35} \cdot 850 \times 784,5 \\ &= 503.219,47 \text{ N} = 503,22 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$0,5 \times \phi \times V_c = 0,5 \times 503,22 \text{ KN} = 251,61 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}V_{s \text{ min}} &= 0,33 \times b \times d \\ &= 0,33 \times 850 \times 784,5 \\ &= 220.052,25 \text{ N} \\ &= 220,052 \text{ KN}\end{aligned}$$

Cek kebutuhan tulangan geser :

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c \rightarrow \text{Tidak Perlu Tulangan Geser}$$

$$515,02 \text{ KN} > 251,61 \text{ KN} \quad \textbf{(Tidak Memenuhi)}$$

Kondisi 2

$$0,5 \times \phi \times V_c \leq V_u \leq \phi \times V_c \rightarrow \text{Tulangan Geser Minimum}$$

$$251,61 \text{ KN} < 515,02 \text{ KN} < 503,22 \text{ KN}$$

**(Tidak Memenuhi)**

Kondisi 3

$$\phi \times V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) \rightarrow \text{Tulangan Geser Minimum}$$

$$503,22 \text{ KN} < 515,02 \text{ KN} < 668,259 \text{ KN}$$

**(Memenuhi)**

Maka direncanakan tulangan minimum pada penampang kolom.

$$A_{v \text{ min}} = 0,0062 \sqrt{f_c'} \frac{bws}{f_{yt}}$$

Untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi  $l_o$  di masing-masing ujung kolom) digunakan spasi minimum sesuai (SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.45) :

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil  
 $6 d_b = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

$$A_{v \text{ min}} = 0,062 \sqrt{35} \frac{850 \times 150}{390} = 119,91 \text{ mm}^2$$

Sementara itu,  $A_{sh} 5 \text{ kaki } D13 = 663,66 \text{ mm}^2$

$A_{sh} \geq A_{vmin}$  ( Persyaratan geser terpenuhi )

Digunakan hoop 5D13-150

## 7. Perhitungan *Lap Splices*

Sambungan lewatan (*lap splices*) hanya boleh dipasang ditengah tinggi kolom, dan harus diikat dengan tulangan sengkang (*confinement*). Sepanjang sambunngan lewatan, spasi tulangan transversal harus dipasang sesuai spasi tulangan confinement diatas, yaitu 100 mm.

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah  $1,3l_d$ . SNI 03-2847-2013 pasal 12.15.1) dan nilai  $1,3 l_d$  dapat dikurangi dengan cara dikalikan 0,83 jika confinement sepanjang lewatan mempunyai area efektif yang tidak kurang dari  $0,0015 h \times s$

Untuk  $s = 150 \text{ mm}$ , Area efektif =  $0,0015 \times 850 \times 150 = 191,25 \text{ mm}^2$ .

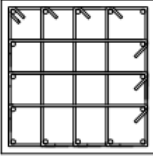
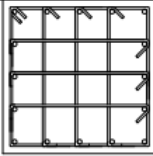
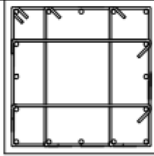
Area confinement terpasang =  $663,66 \text{ mm}^2$ .

untuk tulangan  $D > 22 \text{ mm}$  ( SNI 03-3847-2013 pasal 12.2.2), panjang penyaluran tulangan D25 adalah :

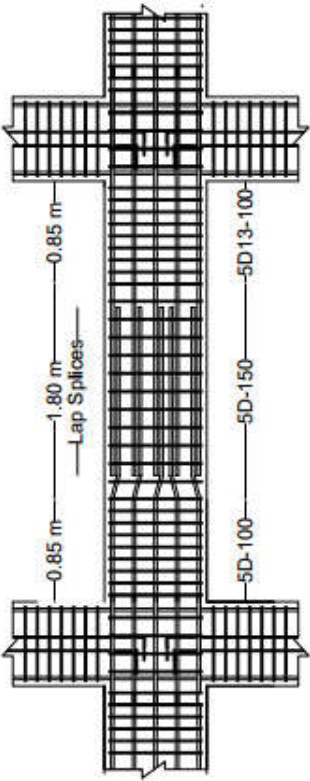
$$l_{d-25} = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f_c}} db = \frac{390 \cdot 1,3 \cdot 1}{1,7 \cdot 1 \sqrt{35}} 25 = 1.260,3 \text{ mm}$$

$$1,3 l_d = 1,3 \times 1.260,3 \text{ mm} \times 0,83 = 1.359,9 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 1.400 mm.

TYPE	K1	K1	K1
LANTAI			
LANTAI 1-ATAP			
B X H	850 X 850	850 X 850	850 X 850
Tul. Lintang	16 D25	16 D25	16 D25
SENGKANG	5D13-100	5D13-150	4D13-150
Lokasi	Sendi plastik	Luas sendi plastik	Joint

Gambar 7. 9 Detail penampang Kolom



Gambar 7. 10 Detail penulangan kolom K1



## 7.4 Desain joint/ hubungan balok kolom (HBK)

### 1. Dimensi joint

SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.4.1, Luas efektif hubungan balok kolom, dinyatakan dalam  $A_j$  adalah,

$$A_j = 850 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = 722.500 \text{ mm}^2$$

SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.2.3 Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar .

$$b_w = h_w = 850 \text{ mm}$$

$$20d_b = 20 \times 25 \text{ mm} = 500 \text{ mm} < 850 \text{ mm} \text{ (Memenuhi)}$$

### 2. Penulangan Transversal untuk Confinement

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.3.1, harus ada tulangan confinement dalam joint.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.3.2, jumlah tulangan confinement yang dibutuhkan oleh joint interior setidaknya-tidaknya setengah tulangan confinement yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom.

Dari perhitungan desain kolom sebelumnya, diperoleh bahwa,  
 $0,5 A_{sh} / s = 0,5 \times 6 \text{ mm}^2/\text{mm} = 3 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Dan, spasi vertikal hoop diizinkan untuk diperbesar hingga 150 mm.

$$A_{sh} = 3 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 150 \text{ mm} = 450 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter D13 dipasang 4 kaki untuk hoops pada joint,  $A_{sh} = 530,93 \text{ mm}^2$

Jarak bersih antar tulangan tekan dan tarik balok adalah 544 mm.

Coba pasang 4 hoops. Yang pertama dipasang pada jarak 50 mm dibawah tulangan atas.

Area tulangan hoop yang dibutuhkan,

$$A_{sh} = 150 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}^2/\text{mm} = 450 \text{ mm}^2$$

Coba gunakan baja tulangan diameter 13 mm 4 kaki

$$A_{sh} = 530,93 \text{ mm}^2 > 450 \text{ mm}^2 \text{ ( OK )}$$

Dipasang hoop 4 kaki D13 dengan spasi 150 mm

### 3. Perhitungan geser join, dan cek kuat geser

Balok yang memasuki join memiliki *probable moment* = -1.091,5 KNm dan 711,07 KNm. Pada join, kekakuan kolom atas dan kekakuan kolom bawah sama, sehingga  $DF = 0,5$  untuk setiap kolom. Sehingga

$$M_e = 0,5 \times (1.091,5 + 711,07) \text{ KNm} = 901,285 \text{ KNm}$$

Geser pada kolom atas :

$$V_{\text{sway}} = (901,285 + 901,285) / 3,5 = 515,02 \text{ KN}$$

Di bagian lapis atas balok, baja tulangan yang dipakai adalah 8D25,  $A_s = 3.927 \text{ mm}^2$

- a. Gaya Tarik yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kiri adalah,

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 A_s \cdot f_y = 1,25 \times 3.927 \times 390 = 1.914.412,5 \text{ N} \\ &= 1.914,4 \text{ KN} \end{aligned}$$

- b. Gaya tekan yang bekerja pada balok kearah kiri ( $A_s = 2.454,4 \text{ mm}^2$ ) adalah

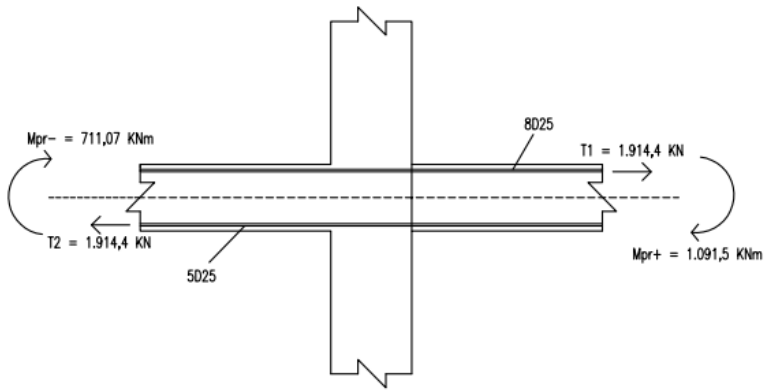
$$C_1 = T_1 = 1.914,4 \text{ KN}$$

- c. Gaya Tarik yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kanan adalah,

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 A_s \cdot f_y = 1,25 \times 3.927 \times 390 = 1.914.412,5 \text{ N} \\ &= 1.914,4 \text{ KN} \end{aligned}$$

- d. Gaya tekan yang bekerja pada balok kearah kanan adalah

$$C_2 = T_2 = 1.914,4 \text{ KN}$$



Gambar 7. 11 Analisa geser Hubungan Balok Kolom

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_j = V_{\text{sway}} - T_1 - C_2 \\
 &= 515,02 \text{ kN} - 1.914,4 \text{ kN} - 1.914,4 \text{ kN} = 3.313,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Arah sesuai dengan T1, yaitu kekiri

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.4.1, kuat geser nominal joint yang dikekang di keempat sisinya adalah :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,7 \sqrt{f_c} A_j = 1,7 \sqrt{35} \times 722.500 = 7.266.425 \text{ N} \\
 &= 7.266,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 7.266,43 \text{ kN} = 5449,823 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

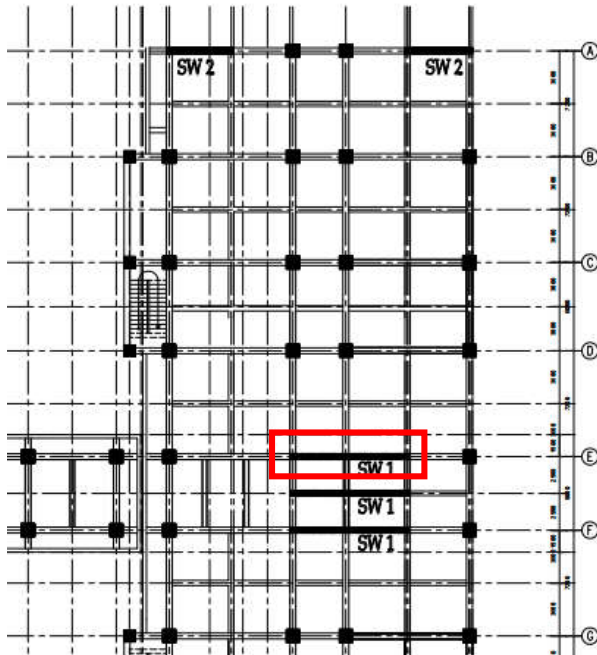
$$5449,823 \text{ kN} > 3.313,78 \text{ kN}$$

### 7.5 Perhitungan Dinding Geser (*Shearwall*)

Pada dinding geser, gaya maksimum terjadi pada dasar dinding, yaitu  $V_u$  maksimum dan momen maksimum  $M_u$ . Jika tegangan lentur diperhitungkan besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial  $N_u$  (Kombinasi beban aksial lentur).

Dalam struktur bangunan ini terdapat 2 tipe dinding geser dengan dimensi yang sama. Sebagai contoh perhitungan direncanakan masing-masing jenis SW untuk dimensi yang berbeda. Perencanaan dinding geser berdasarkan hasil analisa program bantu SAP2000.

#### 7.5.1 Analisa Struktur Dinding Geser (*Shear Wall 1*)



Gambar 7. 12 Denah Shearwall SW 1 yang ditinjau

Pada dinding geser, gaya maksimum terjadi pada dasar dinding, yaitu  $V_u$  maksimum dan momen maksimum  $M_u$ . Jika tegangan lentur diperhitungkan besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial (kombinasi beban aksial lentur).

Dalam struktur bangunan ini, untuk tipe SW1 terdapat 6 buah seksional dinding geser. Dengan tebal masing-masing 400 mm. Adapun data-data perhitungan SW1 adalah sebagai berikut :

➤ $P_u$ (1,4DL+1,3EY+1,0LL)	: 18.380,284	KN
➤ $M_u$ (1,4DL+1,3EX+1,0LL)	: 61.067,4901	KNm
➤ $V_u$ (1,4DL+1,3EX+1,0LL)	: 4.111,426	KN
➤ Tebal Dinding (tw)	: 400	mm
➤ Panjang Dinding (lw)	: 8200	mm
➤ Tinggi Total Dinding (hw)	: 55.750	mm
➤ Selimut Beton (p)	: 40	mm
➤ Mutu Beton ( $f'_c$ )	: 35	Mpa
➤ Mutu Tulangan Longitudinal ( $f_y$ )	: 390	Mpa

#### 1. Periksa apakah dibutuhkan dua lapis tulangan

SNI beton 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 mengharuskan baja tulangan vertikal dan horizontal masing-masing dipasang dua lapis apabila gaya geser bidang terfaktor yang bekerja melebihi :

$$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

Dimana,

$$\begin{aligned} A_{cv} &= l_w \times t_w \\ &= 8.200 \times 400 \\ &= 3.280.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} &= 0,17 \cdot 3.280.000 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \\ &= 3.298.806,09 \text{ N} = 3.298,81 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$3.298,81 \text{ KN} < 4.111.426 \text{ KN}$$

Harus dipasang 2 lapis tulangan

## 2. Perhitungan kebutuhan baja tulangan longitudinal dan transversal

Berdasarkan SNI beton 03-2847-2013 pasal 21.9.2.1 mengharuskan bahwa untuk dinding structural, rasio tulangan longitudinal  $\rho_l$  dan rasio tulangan transversal  $\rho_t$  minimum adalah 0,0025, dan spasi maksimum masing-masing arah tulangan adalah 450 mm. Kecuali jika  $V_u \leq 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$ .  $\rho_l$  dan  $\rho_t$  dapat direduksi sesuai dengan ketentuan dalam pasal 14.3

Luas penampang longitudinal dan transversal dinding geser per meter panjang =  $0,4 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ m}^2$   
 Luas minimal kebutuhan tulangan per meter panjang arah longitudinal dan transversal :

$$0,4 \text{ m}^2 \times 0,0025 = 0,001 \text{ m}^2 = 1.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan dua lapis baja tulangan D16, } A_s = 402,124 \text{ mm}^2$$

Karena digunakan dua lapis tulangan, jumlah pasangan tulangan yang diperlukan per meter panjang adalah :

$$n = \frac{1.000 \text{ mm}^2}{402,124 \text{ mm}^2} = 2,176 \approx 3 \text{ pasang}$$

$$s = \frac{1000 \text{ mm}}{3} = 333,33 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Dipasang tulangan 2D16-150 mm

## 3. Tentukan baja tulangan untuk menahan geser

Gunakan konfigurasi tulangan dinding yang diperoleh sebelumnya, yaitu 2D19-150. Berdasarkan SNI beton pasal 21.9.4.1, kuat geser nominal dinding structural dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Dimana :

$$\frac{hw}{lw} = \frac{55.750}{8.200}$$

$$= 6,8 > 3$$

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } hw/lw \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } hw/lw \geq 2,0$$

$$= \text{variatif secara linier antara } 0,25 \text{ dan } 0,17 \text{ untuk } hw/lw \text{ antara } 1,5-2,0$$

Karena  $hw/lw \geq 2$ ,  $\alpha_c = 0,17$

Rasio tulangan transversal terpasang ialah :

$$\rho_t = \frac{402,124}{s.t}$$

$$= \frac{402,124}{150.400}$$

$$= 0,0067 > \rho_{min} = 0,0025 \text{ OK.}$$

Maka dapat dihitung kuat geser nominal sebagai berikut :

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$= 3.280.000 (0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} + 0,0067 \cdot 390)$$

$$= 11.869.446,09 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 11.869.446,09 \text{ N}$$

$$= 8.902.084,565 \text{ N} = 8.902,1 \text{ KN}$$

$$4.111.426 \text{ KN} < \phi V_n = 8.902,1 \text{ KN}$$

Dinding cukup kuat untuk menahan geser.

#### 4. Kontrol Ketebalan Terhadap Gaya Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4, kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh melebihi :

$$0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$$

Dimana :

$A_{cw}$  : Luas penampang dinding yang ditinjau  
:  $h \times d$  (menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.4,  $d = 0,8\lambda w$ )

$$V_u \leq 0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$$

$$4.111.426 \text{ KN} \leq 0,83 (0,8 \times 8.200 \times 350) \sqrt{35}$$

$$4.111.426 \text{ KN} \leq 12.884.748,48 \text{ N}$$

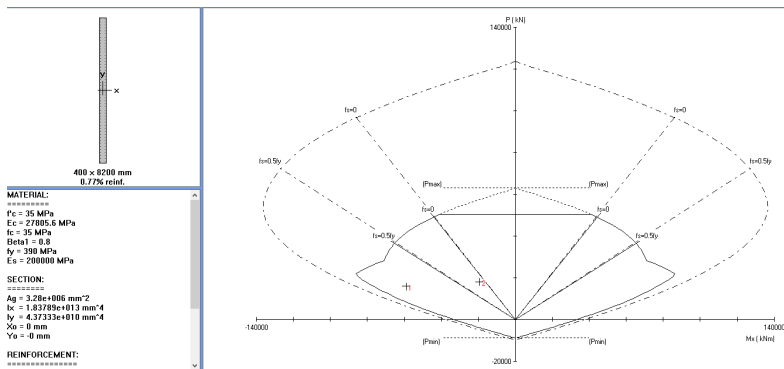
$$4.111.426 \text{ KN} < 12.884,75 \text{ KN}$$

Maka, ketebalan *Shear Wall* mampu untuk menahan geser. Oleh karena itu, konfigurasi tulangan 2D16-150 dapat digunakan. Rasio tulangan  $\rho_l$  tidak boleh kurang dari  $\rho_t$  apabila  $h_w/l_w < 2$ . Karena  $h_w/l_w = 6,5$ , maka dapat digunakan rasio tulangan minimum. Jadi gunakan 2D16-150 untuk tulangan vertikal

### 5. Perencanaan Dinding Geser Terhadap Kombinasi Aksial dan Lentur

Kuat tekan lentur dinding struktural diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding tersebut. Diagram interaksi dari dinding struktural tersebut dapat dilihat pada gambar 7.13. Dimana dari diagram tersebut nampak bahwa dinding cukup kuat dalam memikul beban yang bekerja :

( $P_u = 18.380,284$  KN dan  $M_u = 61.067,4901$  KNm).



Gambar 7. 13 Diagram Interaksi Dinding Struktural SW 1

#### a. Pemeriksaan Terhadap Syarat Komponen Batas Khusus (*Special Boundary Element*)

Berdasar pendekatan tegangan

$$A_g = 3.280.000 \text{ mm}^2 = 3,28 \text{ m}^2$$



$$\begin{aligned}
 I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 400 \times 8.200^3 \\
 &= 18,379 \times 10^{12} \text{ mm}^4 = 18,379 \text{ m}^4 \\
 y &= lw/2 \\
 &= 8.200/2 \\
 &= 4.100 \text{ mm} = 4,1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Daerah tekan harus diperkuat dengan elemen khusus pembatas, apabila :

$$\begin{aligned}
 \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu.y}{Ig} &> 0,2 f'_c \\
 \frac{18.380,284}{3,28} + \frac{61.067,4901 \times 4,1}{18,379} &> 0,2 \times 35 \text{ Mpa} \\
 19.226,723 \text{ KN/m}^2 &> 7 \text{ Mpa} \\
 19,23 \text{ Mpa} &> 7 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, dibutuhkan komponen batas khusus pada dinding struktural.

Berdasar pendekatan perpindahan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6, daerah tekan harus diperkuat dengan elemen khusus pembatas, dimana :

$$c \geq \frac{lw}{600 \left( \frac{\delta u}{hw} \right)}$$

Dimana  $\frac{\delta u}{hw}$  tidak boleh diambil kurang dari 0,007.

Nilai  $\delta u$  adalah nilai  $\Delta M$  pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

Nilai syarat komponen batas :

$$\begin{aligned}
 \text{Arah y} &= \delta u / hw \\
 &= 160,1109 / 55.750
 \end{aligned}$$

$$= 0,0029$$

$$\delta_u/h_w < 0,007 \rightarrow \text{dipakai } \delta_u/h_w = 0,007$$

$$\frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} = \frac{8.200}{600(0,007)} = 1.952,38 \text{ mm}$$

Dari hasil analisa dan output *sp column* didapatkan nilai *c* sebesar 2.706 mm.

$$c > \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \rightarrow \text{dibutuhkan elemen pembatas.}$$

#### b. Penentuan Panjang Elemen Pembatas Khusus

Dari ketentuan diatas, panel tersebut harus diberi *boundary element*. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada  $(c - 0,1 \ell_w)$  dan  $c/2$ .

$$\begin{aligned} - (c - 0,1 \ell_w) &= 2.706 - (0,1 \times 8.200) \\ &= 1.886 \text{ mm} \\ - c/2 &= 2.706/2 \\ &= 1.353 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang *boundary element* harus dipasang minimal sejarak 1.897 mm dari serat tekan terluar, digunakan jarak *special boundary element* sepanjang 2.000 mm.

#### c. Perhitungan Tulangan Longitudinal dan Transversal Pada Daerah Special Boundary Element

Tulangan Longitudinal Daerah *Special Boundary Element* Sesuai hasil perhitungan diatas dilakukan pengecekan, pada diagram interaksi didapat hasil pasang 14D16 dan 10D25 pada daerah komponen batas khusus. Rasio tulangan yang dihasilkan sebesar :

$$\rho = \frac{10 \times 201,062 \text{ mm}^2 + 10 \times 490,874 \text{ mm}^2}{2.000 \times 400}$$

$$= 0,0097$$

Menurut *Iswandi, 2014* berdasarkan UBC (1997). Rasio tulangan longitudinal minimum pada daerah komponen batas khusus ditetapkan tidak kurang dari 0,005.

$$\rho_{hitung} = 0,0097 > \rho_{min} = 0,005 \rightarrow \text{OK}$$

#### d. Tulangan Confinement Elemen Pembatas

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.4 (c) Tulangan elemen pembatas harus memenuhi persyaratan 21.6.4.2 hingga 21.6.4.4. SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4, total luas penampang hoops tidak kurang dari

$$A_{sh} = \frac{0,09 s_b c_f c}{f_{yt}}$$

bc = Dimensi inti (core) diukur dari sumbu ke sumbu hoop.  
 $= bw - 2(40 + \frac{1}{2} db) = 400 - 2(40 + \frac{1}{2} 13) = 307 \text{ mm}$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 b_c f_c}{f_{yt}} = \frac{0,09 \times 307 \times 35}{390} = 2,48 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.3

spasi maksimum *hoop*,  $s_{max}$ , pada daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung shearwall. Nilai  $s_{max}$  merupakan nilai terkecil dari:

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{b}{4} = \frac{400}{4} = 100 \text{ mm}$$

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6 db = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

- $s_o$ , menurut persamaan :

$$s_o \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

dengan,

$$h_x = 150 \text{ mm}$$

$$s_o = 100 + \frac{350 - 150}{3} = 166,67 \text{ mm}$$

dengan  $s_o$  tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

Coba digunakan spasi 100 mm

$$\frac{A_{sh}}{s} = 2,48 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 248 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter D13 dipasang 2 kaki untuk hoops

$$A_{sh} = 265,5 \text{ mm}^2 > 248 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Jadi, sesuai perhitungan diatas pada daerah *special boundary element* dapat dipasang 2 kaki D13-100.

Untuk tulangan confinement arah tegak lurus dinding, gunakan tulangan sedikit lebih besar yaitu D16 (Karena KBK cukup panjang) dengan spasi 100 mm.

bc = Dimensi inti (core) diukur dari sumbu ke sumbu hoop.

$$= b_w - 2(40 + \frac{1}{2} db) = 2.000 - 2(40 + \frac{1}{2} 16) = 1.904 \text{ mm}$$

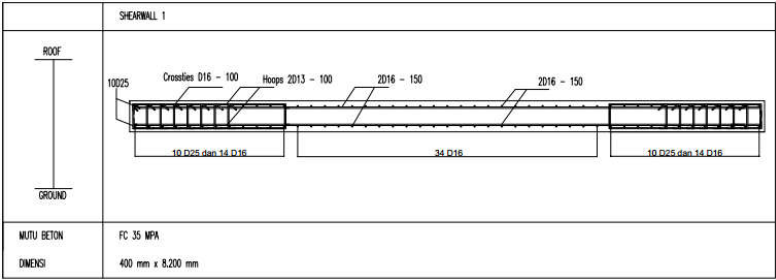
$$A_{sh} = \frac{0,09 b_c f_c}{f_y t} = \frac{0,09 \times 1.904 \times 35 \times 100}{390} = 1.537,85 \text{ mm}^2$$

Karena sebelumnya telah terpasang 2 kaki D13 pada arah sejajar dinding, maka total kebutuhan tulangan pengekang adalah :

Jenis	Dimensi		Jumlah	Ash
	Diameter (mm)	Luas / bar (mm <sup>2</sup> )	Buah	(mm <sup>2</sup> )
Hoops	13	132,7	2	1.672,934
Crossties	16	201,062	7	

Dengan menggunakan hoops dua kaki D13 dan 7 crossties D16, maka

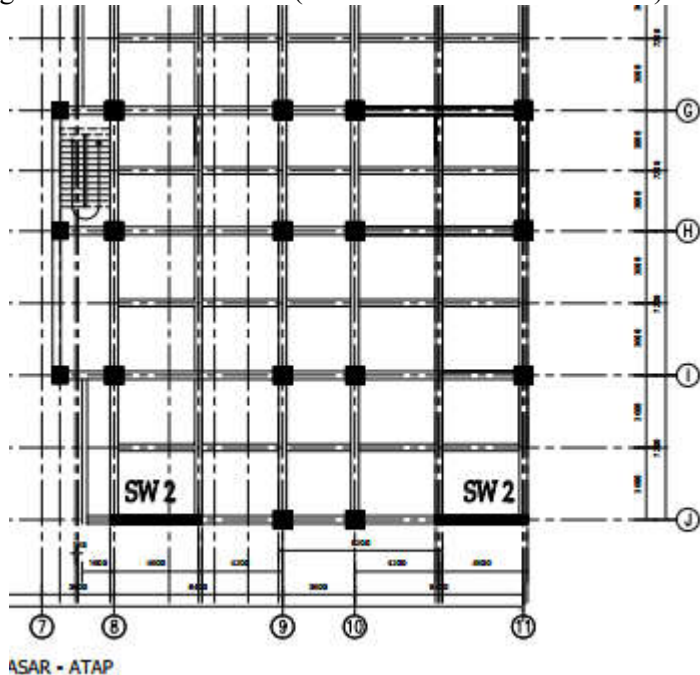
$$A_{sh} \text{ pakai} = 1.672,934 \text{ mm}^2 > 1.537,85 \text{ mm}^2$$



Gambar 7. 14 Detailing penampang SW 1

### 7.5.2 Analisa Struktur Dinding Geser (*Shear Wall 2*)

Pada dinding geser, gaya maksimum terjadi pada dasar dinding, yaitu  $V_u$  maksimum dan momen maksimum  $M_u$ . Jika tegangan lentur diperhitungkan besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial (kombinasi beban aksial lentur).



Gambar 7. 15 Denah Shearwal SW 2 yang ditinjau

Dalam struktur bangunan ini terdapat 8 seksional dinding geser untuk tipe SW 2. Dengan tebal masing-masing 400 mm. Adapun data-data perhitungan SW 2 adalah sebagai berikut :

- $P_u$  : 9.971,295 KN  
(1,4DL+1,3EX+1,0LL)
- $M_u$  : 11.261,6993 KNm  
(1,4DL+1,3EX+1,0LL)

➤ $V_u$ (1,4DL+1,3EX+1,0LL)	: 1.131,702	KN
➤ Tebal Dinding (tw)	: 400	mm
➤ Panjang Dinding (lw)	: 4600	mm
➤ Tinggi Total Dinding (hw)	: 55.750	mm
➤ Selimut Beton (p)	: 40	mm
➤ Mutu Beton ( $f'_c$ )	: 35	Mpa
➤ Mutu Tulangan Longitudinal ( $f_y$ )	: 390	Mpa

### 1. Periksa apakah dibutuhkan dua lapis tulangan

SNI beton 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 mengharuskan baja tulangan vertikal dan horizontal masing-masing dipasang dua lapis apabila gaya geser bidang terfaktor yang bekerja melebihi :

$$0,17.A_{cv}.\lambda.\sqrt{f'_c}$$

Dimana,

$$\begin{aligned} A_{cv} &= lw \times tw \\ &= 4.600 \times 400 \\ &= 1.840.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,17.A_{cv}.\lambda.\sqrt{f'_c} &= 0,17. 1.840.000.1.\sqrt{35} \\ &= 1.850.549,756 \text{ N} = 1.850,55 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$1.850,55 \text{ KN} > 1.131,702 \text{ KN}$$

Tidak harus dipasang 2 lapis tulangan. Pada perencanaan dipasang 2 lapis

### 2. Perhitungan kebutuhan baja tulangan longitudinal dan transversal

Berdasarkan SNI beton 03-2847-2013 pasal 21.9.2.1 mengharuskan bahwa untuk dinding structural, rasio tulangan longitudinal  $\rho_l$  dan rasio tulangan transversal  $\rho_t$  minimum adalah 0,0025, dan spasi maksimum masing-masing arah tulangan adalah 450 mm. Kecuali jika  $V_u \leq 0,083.A_{cv}.\lambda.\sqrt{f'_c}$ .  $\rho_l$  dan  $\rho_t$  dapat direduksi sesuai dengan ketentuan dalam pasal 14.3

Luas penampang longitudinal dan transversal dinding geser per meter panjang =  $0,4 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ m}^2$

Luas minimal kebutuhan tulangan per meter panjang arah longitudinal dan transversal :

$$0,4 \text{ m}^2 \times 0,0025 = 0,001 \text{ m}^2 = 1.000 \text{ mm}^2$$

Digunakan dua lapis baja tulangan D16,  $A_s = 402,124 \text{ mm}^2$

Karena digunakan dua lapis tulangan, jumlah pasangan tulangan yang diperlukan per meter panjang adalah :

$$n = \frac{1.000 \text{ mm}^2}{402,124 \text{ mm}^2} = 2,487 \text{ mm}^2 \approx 3 \text{ pasang}$$

$$s = \frac{1000 \text{ mm}}{3} = 333,33 \text{ mm} > 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan 2D16 -150 mm

### 3. Tentukan baja tulangan untuk menahan geser

Gunakan konfigurasi tulangan dinding yang diperoleh sebelumnya, yaitu 2D16-150. Berdasarkan SNI beton pasal 21.9.4.1, kuat geser nominal dinding structural dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Dimana :

$$\frac{hw}{lw} = \frac{55.750}{4.600}$$

$$= 12,12 > 3$$

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } hw/lw \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } hw/lw \geq 2,0$$

= variatif secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk  $hw/lw$  antara 1,5-2,0

Karena  $hw/lw \geq 2$ ,  $\alpha_c = 0,17$

Rasio tulangan transversal terpasang ialah :

$$\rho_t = \frac{402,124}{s.t}$$



$$= \frac{402,124}{150.400} = 0,0067 > \rho_{min} = 0,0025 \text{ OK.}$$

Maka dapat dihitung kuat geser nominal sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \\ &= 1.840.000 (0,17.1.\sqrt{35} + 0,0067.390) \\ &= 6.658.469,756 \text{ N} \\ \phi V_n &= 0,75 \cdot 6.658.469,756 \text{ N} \\ &= 4.993.852,317 \text{ N} = 4.993,9 \text{ KN} \\ 1.131,702 \text{ KN} &< \phi V_n = 4.993,9 \text{ KN} \\ \text{Dinding cukup kuat untuk menahan geser.} \end{aligned}$$

#### 4. Kontrol Ketebalan Terhadap Gaya Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4, kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh melebihi :

$$0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$$

Dimana :

$A_{cw}$  : Luas penampang dinding yang ditinjau  
:  $h \times d$  (menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.4,  $d = 0,8\lambda w$ )

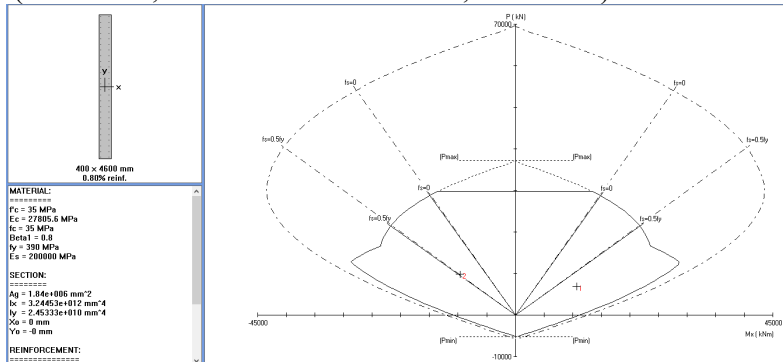
$$\begin{aligned} V_u &\leq 0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c} \\ 1.131,702 \text{ KN} &\leq 0,83 (0,8 \times 4.600 \times 400) \sqrt{35} \\ 1.131,702 \text{ KN} &\leq 7.228.029,636 \text{ N} \\ 1.131,702 \text{ KN} &< 7.228,03 \text{ KN} \end{aligned}$$

Maka, ketebalan *Shear Wall* mampu untuk menahan geser. Oleh karena itu, konfigurasi tulangan 2D16-150 dapat digunakan. Rasio tulangan ***ρ<sub>l</sub>*** tidak boleh kurang dari ***ρ<sub>t</sub>*** apabila  $h_w/l_w < 2$ . Karena  $h_w/l_w = 12,12$ , maka dapat digunakan rasio tulangan minimum. Jadi gunakan 2D16-150 untuk tulangan vertikal.

#### 5. Perencanaan Dinding Geser Terhadap Kombinasi Aksial dan Lentur

Kuat tekan lentur dinding struktural diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding tersebut. Diagram interaksi dari dinding struktural tersebut dapat dilihat pada gambar 7.16. Dimana dari diagram tersebut nampak bahwa dinding cukup kuat dalam memikul beban yang bekerja.

( $P_u = 9.971,295$  KN dan  $M_u = 11.261,6993$  KNm)



Gambar 7. 16 Diagram Interaksi Dinding Struktural SW 2

#### a. Pemeriksaan Terhadap Syarat Komponen Batas Khusus (*Special Boundary Element*)

Berdasar pendekatan tegangan

$$A_g = 1.840.000 \text{ mm}^2 = 1,84 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} x b x h^3 \\ &= 1/12 x 400 x 4.600^3 \\ &= 3,245 x 10^{12} \text{ mm}^4 = 3,245 \text{ m}^4 \\ y &= lw/2 \\ &= 4.600/2 \\ &= 2.300 \text{ mm} = 2,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Daerah tekan harus diperkuat dengan elemen khusus pembatas, apabila : 10040.231 11008.8907 1075.708

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u.y}{I_g} > 0,2 f'c$$

$$\frac{9.971,295}{1,84} + \frac{11.261,6993 \times 2,3}{3,245} > 0,2 \times 35 \text{ Mpa}$$

$$13.401,3 \text{ KN/m}^2 > 7 \text{ Mpa}$$

$$13,4 \text{ Mpa} > 7 \text{ Mpa}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, dibutuhkan komponen batas khusus pada dinding struktural.

Berdasar pendekatan perpindahan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6, daerah tekan harus diperkuat dengan elemen khusus pembatas, dimana :

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{\delta u}{h_w} \right)}$$

Dimana  $\frac{\delta u}{h_w}$  tidak boleh diambil kurang dari 0,007.

Nilai  $\delta u$  adalah nilai  $\Delta M$  pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

Nilai syarat komponen batas :

$$\begin{aligned} \text{Arah y} &= \delta u / h_w \\ &= 131,58 / 55.750 \\ &= 0,00236 \end{aligned}$$

$$\delta_u / h_w < 0,007 \rightarrow \text{dipakai } \delta_u / h_w = 0,007$$

$$\frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)} = \frac{4.600}{600(0,007)} = 1.095,24 \text{ mm}$$

Dari hasil analisa dan output *sp column* didapatkan nilai c sebesar 1.428 mm.

$$c > \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)} \rightarrow \text{dibutuhkan elemen pembatas.}$$

#### b. Penentuan Panjang Elemen Pembatas Khusus

Dari ketentuan diatas, panel tersebut harus diberi *boundary element*. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada  $(c - 0,1 \ell_w)$  dan  $c/2$ .

- $(c - 0,1 \ell_w) = 1.428 - (0,1 \times 4.600)$   
 $= 968 \text{ mm}$
- $c/2 = 1.428/2$   
 $= 714 \text{ mm}$

Panjang *boundary element* harus dipasang minimal sejarak 955 mm dari serat tekan terluar, digunakan jarak *special boundary element* sepanjang 1.000 mm.

#### c. Perhitungan Tulangan Longitudinal dan Transversal Pada Daerah *Special Boundary Element*

Sesuai hasil perhitungan diatas dilakukan pengecekan, pada diagram interaksi didapat hasil pasang 4D16 dan 8D25 pada daerah komponen batas khusus. Rasio tulangan yang dihasilkan sebesar :

$$\rho = \frac{4 \times 201,062 \text{ mm}^2 + 8 \times 490,874 \text{ mm}^2}{1.000 \times 400} = 0,0012$$

Menurut *Iswandi, 2014* berdasarkan UBC (1997). Rasio tulangan longitudinal minimum pada daerah komponen batas khusus ditetapkan tidak kurang dari 0,005.

$$\rho_{\text{hitung}} = 0,012 > \rho_{\text{min}} = 0,005 \rightarrow \text{OK}$$

#### d. Tulangan Confinement Elemen Pembatas

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.4 (c) Tulangan elemen pembatas harus memenuhi persyaratan 21.6.4.2 hingga 21.6.4.4. SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4, total luas penampang hoops tidak kurang dari

$$A_{sh} = \frac{0,09 s_b c f_c}{f_y t}$$

bc = Dimensi inti (core) diukur dari sumbu ke sumbu hoop.  
 $= b_w - 2(40 + \frac{1}{2} db) = 400 - 2(40 + \frac{1}{2} 13) = 307 \text{ mm}$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 b_c f_c}{f_y t} = \frac{0,09 \times 307 \times 35}{390} = 2,48 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.3

spasi maksimum *hoop*,  $s_{max}$ , pada daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom. Nilai  $s_{max}$  merupakan nilai terkecil dari:

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{b}{4} = \frac{400}{4} = 100 \text{ mm}$$

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6 db = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

- $s_o$ , menurut persamaan :

$$s_o \leq 100 + \frac{350 - 150}{3}$$

dengan,

$$h_x = 150 \text{ mm}$$

$$s_o = 100 + \frac{350 - 150}{3} = 166,67 \text{ mm}$$

dengan  $s_o$  tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

Coba digunakan spasi 100 mm

$$\frac{A_{sh}}{s} = 2,48 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 248 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter D13 dipasang 2 kaki untuk hoops

$$A_{sh} = 265,5 \text{ mm}^2 > 248 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Jadi, sesuai perhitungan diatas pada daerah *special boundary element* dapat dipasang 2 kaki D13-100.

Untuk tulangan confinement arah tegak lurus dinding, gunakan tulangan yang sama yaitu D13.

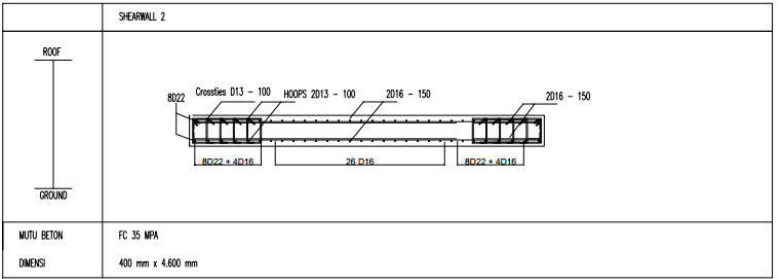
bc = Dimensi inti (core) diukur dari sumbu ke sumbu hoop.  
= bw - 2(40 + ½ db ) = 1.000 - 2(40 + ½ 13 ) = 907 mm

$A_{sh} = \frac{0,09 \cdot b_c \cdot f_c}{f_y t} = \frac{0,09 \times 904 \times 35 \times 100}{390} = 730,2 \text{ mm}^2$

Karena sebelumnya telah terpasang 2 kaki D13 pada arah sejajar dinding, maka total kebutuhan tulangan pengekang adalah :

Jenis	Dimensi		Jumlah	Ash
	Diameter (mm)	Luas / bar (mm <sup>2</sup> )	Buah	(mm <sup>2</sup> )
Hoops	13	132,73	2	7.96,38
Crossties	13	132,73	4	

Dengan menggunakan hoops dua kaki D13 dan 4 crossties D13, maka  
Ash pakai = 796,38 mm<sup>2</sup> > 730,2 mm<sup>2</sup>



Gambar 7. 17 Detailing penampang SW 2

## **BAB VIII**

### **METODE KONTRUKSI KOLOM**

#### **8.1 Metode Pekerjaan Konstruksi Kolom**

Metode konstruksi adalah suatu rangkaian kegiatan pelaksanaan konstruksi yang mengikuti prosedur dan telah dirancang sesuai dengan pengetahuan maupun standar yang telah diuji cobakan. Dalam setiap pelaksanaan konstruksi dibutuhkan inovasi teknologi, agar berbagai kegiatan pembangunan dapat berjalan secara efisien dan efektif, serta diperoleh produk konstruksi yang lebih berkualitas. Hal tersebut bertujuan agar anggaran kebutuhan baik material, waktu dan tenaga dapat terkontrol tidak melebihi apa yang telah direncanakan.

Pada proyek gedung Rumah Sakit Dental Nano, kolom yang digunakan adalah berbentuk persegi. Prosedur pelaksanaan pekerjaan kolom dalam proyek ini secara keseluruhan sama, meskipun dimensi dan jumlah tulangan pada masing-masing tipe kolom berbeda-beda.

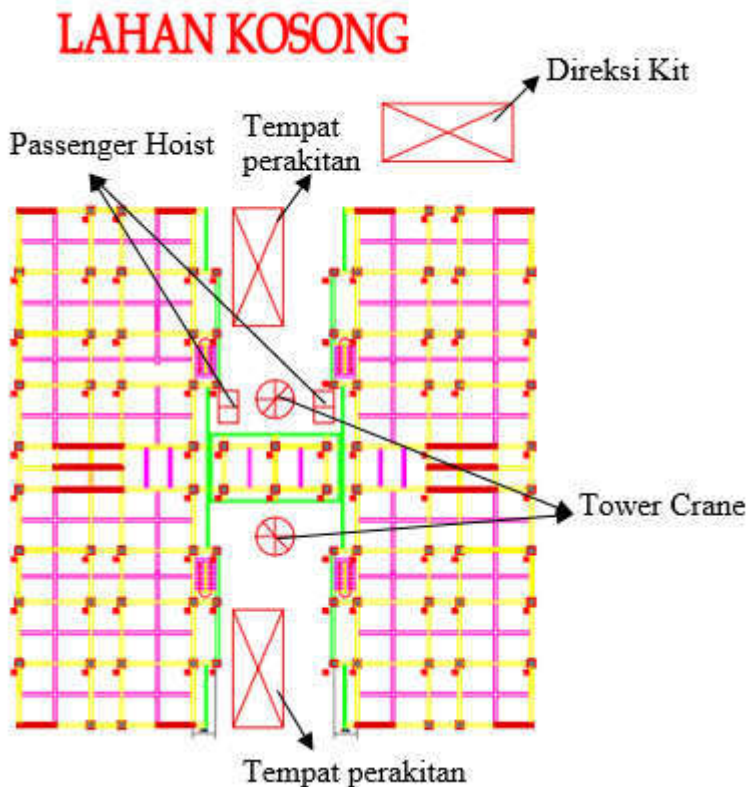
Data Perencanaan Pekerjaan Kolom :

Mutu beton	: 35 Mpa
Mutu Tulangan	: 390 Mpa
Dimensi	: 850 mm x 850 mm
Diamater Lentur	: 25 mm
Diamater Sengkang	: 13 mm
Tebal Selimut beton	: 40 mm

Bekisting	:
Bekisting Peri system tipe Vario Quattro	
Tekanan Beton Basah	: 100 KN/m <sup>2</sup>
Panel Bekisting	: Plywood Phenol Film 18 mm

Tahap awal dalam pelaksanaan pekerjaan struktur adalah pekerjaan persiapan yang meliputi beberapa pekerjaan yang menunjang dari pekerjaan utamanya. Dari pembersihan lahan, pembangunan akses infrastruktur mobilsasi proyek, koordinasi lingkungan sekitar proyek, pembangunan *temporary facility* dan alat bantu penunjang. Hal ini sangat penting dilakukan dan direncanakan karena mempengaruhi produktivitas pelaksanaan pekerjaan. Khusus dalam penentuan letak alat bantu TC dan PH harus mempertimbangkan beberapa hal dalam proses pelaksanaan tidak terjadi mobilisasi atau penempatan berulang yang dapat menambah waktu pelaksanaan. Dalam penempatan alat bantu TC dan BH dipilih letak yang strategis yang dapat mencakup keseluruhan pembangunan proyek.



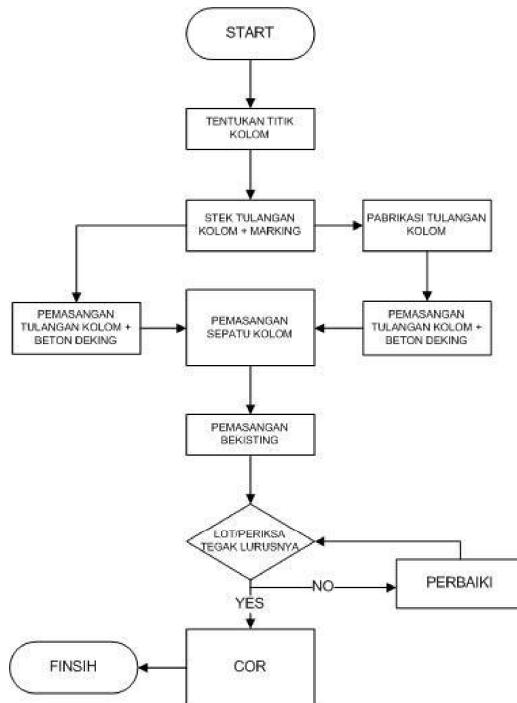


Gambar 8. 1 Denah Penempatan Tower Crane & Hoist

Gambar diatas adalah rencana penempatan TC (Tower Crane) dan PH (Passenger Hoist) proyek dengan mempertimbangkan kondisi struktur bangunan. Direncanakan untuk tower crane, akan digunakan 1 unit TC dari *Potain Tower Crane* dengan Jib : 60 m, Kap. Max : 1,5 Ton pada ujung lengan. Jarak terjauh dari titik as tower crane ke as kolom maupun as shearwall adalah 50 m. setelah seluruh tahap persiapan sebelum masuk ke pekerjaan kolom mulai dari pembangunan akses infrastruktur mobilsasi proyek, koordinasi lingkungan sekitar proyek, pembangunan *temporary facility*, alat bantu penunjang

hingga pekerjaan pondasi selesai. Maka selanjutnya dapat dimulai tahan pelaksanaan pekerjaan kolom.

Rangkaian pekerjaan kolom tertera dalam diagram alir berikut ini.



Langkah teknis pada pekerjaan kolom adalah sebagai berikut:

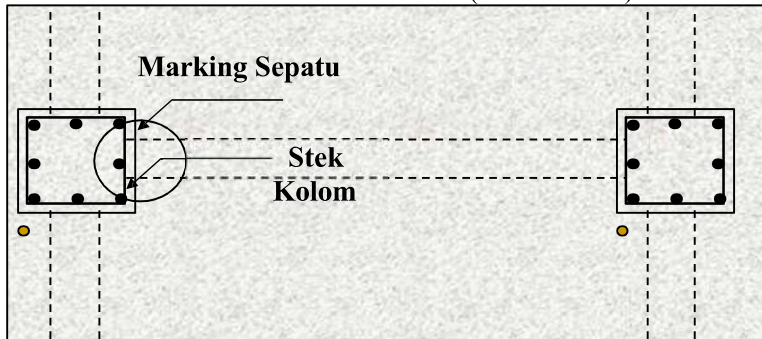
### 1) Penentuan $A_s$ kolom

Sebelumnya telah ditentukan dulu  $a_s$  kolom yang akan pertama kali dikerjakan pada shopdrawing. Setelah menentukan  $a_s$  kolom yang akan dikerjakan, Titik-titik dari  $a_s$  kolom sebelumnya diperoleh dari hasil pengukuran dan pematokan. Hal ini disesuaikan dengan gambar yang telah direncanakan. Cara

menentukan *as* kolom membutuhkan alat-alat seperti: theodolit, meteran, tinta, sipatan dll.

Proses pelaksanaan:

(a) Penentuan *as* kolom dengan theodolite dan waterpass berdasarkan shop drawing dengan menggunakan acuan yang telah ditentukan bersama dari titik BM (Bench Mark).



Gambar 8. 2 Menentukan *as* kolom dari garis pinjaman

- (b) Buat *as* kolom dari garis pinjaman
- (c) Pemasangan patok *as* bangunan/kolom (tanda berupa garis dari sipatan).



Gambar 8. 3 Patok *as* bangunan/kolom

## 2) Pembesian kolom

Pabrikasi tulangan kolom dikerjakan pada los pekerjaan pembesian (tempat perakitan). Pada saat pemasangan tulangan, digunakan *tower crane* untuk mengangkat tulangan yang telah dirangkai, dibutuhkan tenaga kerja yang terampil dalam pemasangan dan penyambungan pada kolom agar kolom tersebut benar – benar tegak lurus seperti kolom-kolom yang berada dilantai bawahnya.

Bahan terdiri dari:

- Besi tulangan ( pada perencanaan kolom menggunakan besi ulir tulangan D25 dan D13) sesuai gambar shop drawing / for construction
- Kawat bendrat

Tenaga kerja:

- Tukang besi terampil yang mengerti lingkup pekerjaan pembesian.
- Mandor dan pelaksana yang dapat membaca shop drawing/for construction dengan baik.

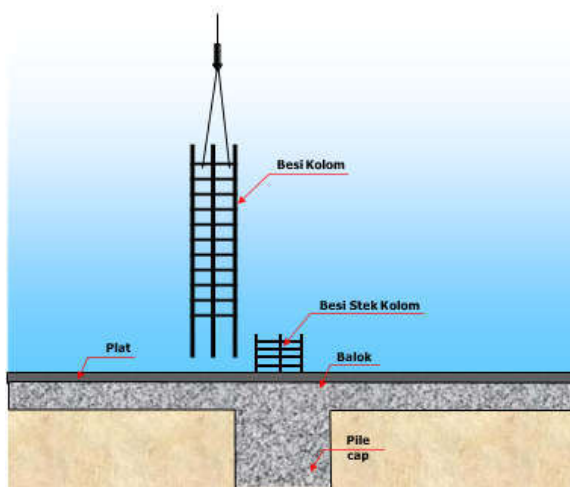
Alat berupa:

- Bar bender → alat yang digunakan untuk pembengkokkan besi tulangan.
- Bar cutter → alat yang digunakan untuk pemotongan besi tulangan.
- Tang besi

Metode kerja pabrikasi kolom beton bertulang:

- 1) Besi tulangan berbagai diameter dipotong sesuai dengan ukuran dalam gambar kerja dengan bar cutter sedangkan pembengkokan tulangan dilakukan dengan menggunakan bar bender.

- 2) Pemotongan tulangan utama dilakukan sepanjang 1,5 tinggi kolom pada lantai ditambah dengan panjang penyaluran tulangan untuk pekerjaan penyambungan tulangan, yaitu sebesar 1,5m.
- 3) Panjang pembengkokan tulangan sengkang dilakukan sesuai dengan ketentuan bar bender schedule. Untuk sengkang yang dibengkokkan dengan sudut  $135^0$ , maka panjang pengaitnya adalah sebesar 6 kali diameter tulangan.
- 4) Besi tulangan dipabrikan dengan cara mengikatkan tulangan pokok kolom dengan tulangan sengkang menggunakan kawat bendrat, jarak dan jumlah tulangan pokok disesuaikan dengan shop drawing dan bestaat.
- 5) Tulangan kolom yang telah selesai dipabrikan dipasang pada posisi kolom. Tulangan kolom diangkat dengan menggunakan tower crane.
- 6) Pemasangan tulangan kolom dilakukan dengan cara mengikatkan kawat bendrat pada tulangan utama dengan stek penyaluran yang telah terpasang pada kolom lantai sebelumnya atau pada pile cap.



Gambar 8. 4 pengangkutan tulangan kolom ke stek kolom yang telah terpasang



Gambar 8. 5 Tulangan pada kolom

### 3) Pemasangan Bekisting Kolom

Pemasangan bekisting kolom dilaksanakan apabila pelaksanaan pembesian tulangan telah selesai dilaksanakan. Berikut ini adalah uraian singkat mengenai proses pembuatan bekisting kolom.

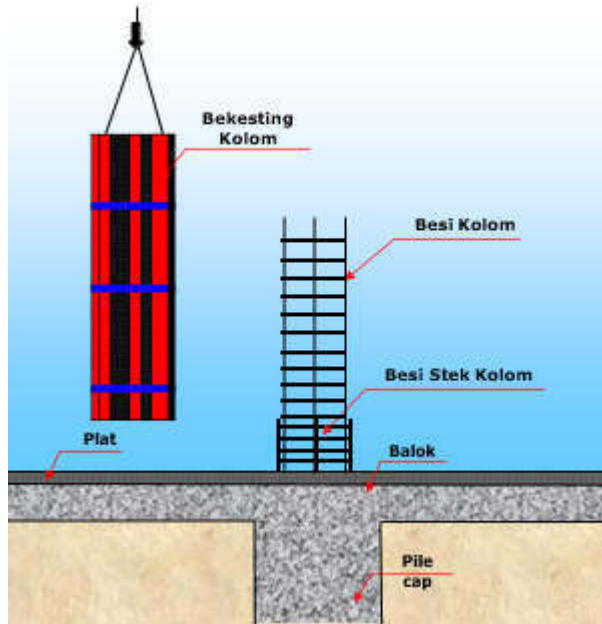
- a. Bersihkan area kolom dan *marking* posisi bekisting kolom.
- b. Membuat garis pinjaman dengan menggunakan sipatan dari as kolom sebelumnya sampai dengan kolom berikutnya dengan berjarak 100 cm dari masing-masing *as* kolom.
- c. Setelah mendapat garis pinjaman, lalu buat tanda kolom pada lantai sesuai dengan dimensi kolom yang akan dibuat, tanda ini berfungsi sebagai acuan dalam penempatan bekisting kolom.
- d. *Marking* sepatu kolom sebagai tempat bekisting
- e. Pasang sepatu kolom pada tulangan utama atau tulangan sengkang.
- f. Mengoles bekisting dengan form oil



Gambar 8. 6 Pemasangan sepatu kolom

- g. Pasang sepatu kolom dengan *marking* yang ada.
- h. Selanjutnya pengangkutan bekisting kolom yang diangkut menggunakan tower crane dan ditempatkan pada kolom

yang telah diberi kaki kolom. Pengangkatan dilapangan terlihat seperti gambar berikut



Gambar 8. 7 Pengangkatan Bekisting Kolom

- i. Pemasangan tie rod untuk mengikat horizontal waller dan kuatkan dengan wing nut
- j. Pemasangan push pull prop RSS1 (pengatur ketegakan bagian atas) dan kickers brace AV1 (pengatur kelurusan bekisting dengan marking pada bagian bawah) yang dibautkan pada wedge head piece dan base plate pada masing-masing ujungnya dan dikuatkan.
- k. Cek vertikalitas bekisting dengan alat unting-unting dan benang. Pemasangan unting-unting ini ditempatkan pada kedua sisi bekisting.
- l. Apabila posisi bekisting ternyata kurang vertikal, maka push pull prop RSS1 dikencangkan atau dikendorkan



dengan cara memutar, sehingga diperoleh posisi vertikal kolom yang benar.

#### 4) Pengecoran kolom

Langkah kerja pekerjaan pengecoran kolom adalah sebagai berikut:

##### a) Persiapan pengecoran

Sebelum dilaksanakan pengecoran, kolom yang akan dicor harus benar-benar bersih dari kotoran agar tidak membahayakan konstruksi dan menghindari kerusakan beton. Siapkan alat distribusi pengangkutan material beton dengan menggunakan concrete bucket yang diangkat menggunakan tower crane untuk pengecoran. Permukaan beton lama dengan beton baru sebelum di cor di beri calbond ( super bonding agent ) dengan cara disiram.

##### b) Pengecekan mutu beton

Siapkan alat pengetesan silinder benda uji dan tes slump dengan kerucuta brams. Setelah itu, Beton ready mix didatangkan dari batching plant dengan mutu  $f_c$  35 dan proporsi campurannya masing-masing Semen (S) : Air (A) : Pasir (P) : Kerikil (K) = 2 : 1 : 3 : 6

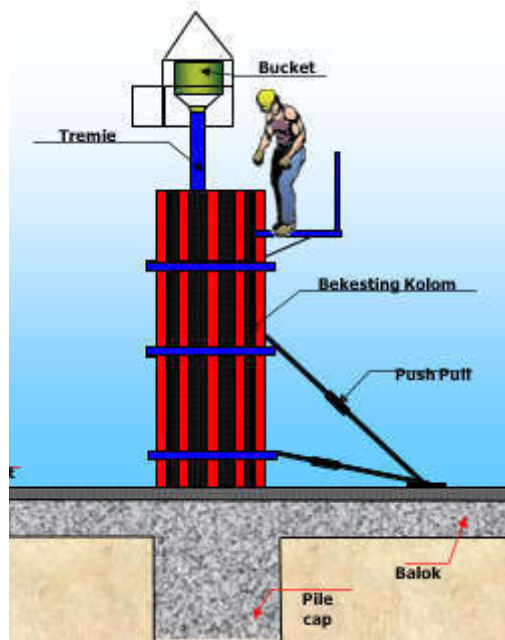
. Untuk mengetahui kualitas beton dilakukan pengecekan terhadap kualitas mutu beton antara lain cek slump, cek suhu beton, uji tekan beton. Berdasarkan SNI 7394 - 2008 , nilai slump yang dipersyaratkan yaitu  $12 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$ . Setelah beton dinyatakan memenuhi kriteria yang dipesan, maka selanjutnya beton siap untuk dipakai pengecoran.



Gambar 8. 8 Tes uji slump beton

b) Pelaksanaan pengecoran

Setelah nilai slump memenuhi persyaratan, maka beton ready mix dari concrete mixer truck dituang ke dalam concrete bucket, kemudian concrete bucket tersebut diangkat dengan tower crane menuju ke lokasi pengecoran. Pada saat pemindahan, concrete bucket ditutup/dikunci agar tidak tumpah. Pengecoran dilakukan dengan menggunakan *bucket* cor yang dihubungkan dengan pipa tremi dengan kapasitas *bucket*  $0,8 \text{ m}^3$ .



Gambar 8. 9 Penuangan beton segar

*Bucket* tersebut diangkut dengan menggunakan *Tower crane* untuk memudahkan pengerjaan. Tinggi jatuh penuangan beton disyaratkan sesuai dengan yang telah ditentukan ( $\leq 1,50$  m) usahakan sedekat mungkin antara pipa tremie dengan permukaan beton lama. hal ini dilakukan untuk menghindari agregat kasar, terlepas dari adukan beton. Proses pengecoran dilakukan tiap layer/bertahap, tahap pertama adalah setinggi  $\pm 1,5$  m, setelah itu dilanjutkan ke tahap kedua setinggi elevasi yang telah ditentukan. hal ini dilakukan untuk menghindari terjadinya *segregasi* yaitu pemisahan agregat yang dapat mengurangi mutu beton. Selama proses pengecoran berlangsung, pemadatan beton menggunakan *vibrator*. Hal tersebut dilakukan untuk menghilangkan rongga-rongga udara serta untuk mencapai pemadatan yang maksimal.

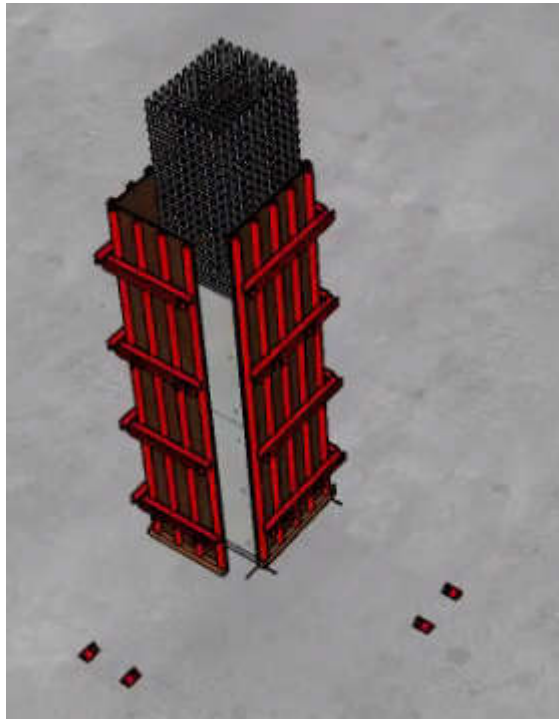


Gambar 8. 10 Pemadatan beton menggunakan vibrator

#### 5) Pembongkaran bekisting kolom

Setelah pengecoran selesai, maka dapat dilakukan pembongkaran bekisting. Proses pembongkarannya adalah sebagai berikut :

- (a) Pembongkaran bekisting kolom dilakukan setelah 12 jam dari pengecoran terakhir. Waktu pembongkaran pada kolom relatif lebih cepat daripada item lainnya ( balok, plat ) karena kolom tidak langsung menerima beban ( momen ) yang besar.



Gambar 8. 11 Proses pembongkaran bekisting kolom

- (b) Hal yang pertama dilakukan yaitu mengendorkan semua baut dan wing nut, kemudian melepas tie rod yang terdapat pada horizontal waller.
- (c) Kendorkan *push pull* (penyangga bekisting), lalu lepas *push pull*.
- (d) Kendorkan baut-baut yang ada pada bekisting kolom, sehingga rangkaian/panel bekisting terlepas.
- (e) Panel bekisting yang telah terlepas, atau setelah dibongkar segera diangkat dengan *tower crane* ke lokasi pabrikasi awal untuk dilakukan pembersihan dan pengolesan dengan oil form.

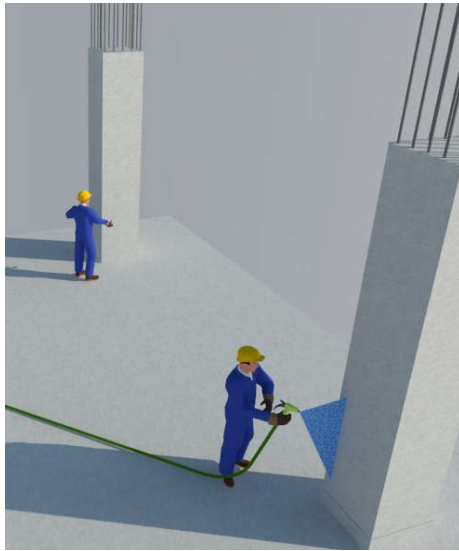


Gambar 8. 12 Bekisting Kolom yang telah dibongkar

- (e) Setelah proses pembongkaran bekisting, maka selanjutnya pengecekan hasil cor yang dilakukan oleh QC ( Quality Control ). Jika ditemukan hasil cor yang kurang bagus, maka selanjutnya dilakukan perbaikan sesuai dengan intruksi yang QC berikan.

#### 6) Perawatan Beton Kolom

Perawatan beton kolom setelah pengecoran adalah dengan sistem kompon, yaitu dengan membasahi permukaan kolom dengan menggunakan roll secara merata ( naik turun ). Proses dilakukan 3 kali sehari selama 3 hari.



Gambar 8. 13 Proser perawatan kolom setelah pengecoran

Tujuan utama dari perawatan beton ialah untuk menghindari :

1. Kehilangan zat cair yang banyak pada proses awal pengerasan beton yang akan mempengaruhi proses pengikatan awal beton.
2. Perbedaan temperatur dalam beton yang akan menghasilkan retak-retak pada beton.

Waktu pengerjaan konstruksi kolom bervariasi, tergantung tipe bekisting yang digunakan, volume pekerjaan kolom, dan jumlah pekerja yang ada.

Adapun time schedule pengerjaan untuk 1 item kolom K1 dengan dimensi 850 mm x 850 mm, tinggi 4,2 m dan volume sebesar 3,0345 m<sup>3</sup> adalah sebagai berikut :

Tabel 8. 1 Time schedule item pekerjaan kolom

Item Pekerjaan	Durasi	Satuan	Keterangan
Pabrikasi Tulangan Kolom	90	Menit	Untuk 432,05 Kg tulangan lentur dan sengkang
Marking As Kolom	10	Menit	Untuk 1 titik as kolom
Pemasangan Sepatu Kolom	15	Menit	Untuk 1 titik kolom
Pemasangan Tulangan Kolom	20	Menit	Untuk pengangkatan dan pemasangan tulangan kolom dari tempat perakitan ke as kolom
Pemasangan Beskisting Kolom	20	Menit	Untuk 14,28 m <sup>2</sup> bekisting
Pengecoran Kolom	77	Menit	Untuk pengecoran 3,0345 m <sup>3</sup> beton
Waktu Tunggu Pembongkaran Bekisting	12	Jam	Waktu terhitung sejak selesai pengecoran
Pembongkaran Bekisting Kolom	20	Menit	Untuk 14,28 m <sup>2</sup> bekisting

Pekerjaan kontruksi kolom dilakukan bertahap karena ada waktu tunggu antara pengecoran kolom dan pembongkaran bekisting. Total waktu yang dibutuhkan mulai pekerjaan pabrikasi tulangan hingga pengecoran kolom adalah 227 menit atau kurang lebih 3 - 4 jam. Pembagian waktu pekerjaan kolom adalah :

Hari ke - 1

1. Pabrikasi Tulangan Kolom
2. Pemasangan Tulangan dan Bekisting Kolom
3. Pengecoran Kolom

Hari ke - 2

1. Pembongkaran Bekisting Kolom
2. Perawatan Beton Kolom



## BAB IX

### PENUTUP

#### 9.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisis yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Gedung Dental Nano di dilatasi menjadi 3 bagian gedung. Pada perencanaan, gedung A dan gedung C Dental Nano yang perlu dimofikasi dengan menggunakan sistem ganda yaitu sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding geser beton dengan nilai. Sedangkan sistem struktur gedung B yang merupakan koridor penghubung antara gedung A dan gedung C tetap menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus.
2. Dari keseluruhan pembahasan yang telah diuraikan merupakan hasil dari perhitungan Gedung Dental Nano di kota Serui dengan metode SRPMK dan Dinding Geser. Dari perhitungan tersebut diperoleh hasil sebagai berikut :
  - a. Komponen Pelat

Pada pelat lantai menggunakan beton dengan ketebelan 120 mm. Adapun detail penulangannya sebagai berikut :

Type	Ly	Lx	Arah	KESIMPULAN			
				Arah X		Arah Y	
				Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
A	3,6	4,2	dua	D10 – 150	D10 – 200	D10 – 150	D10 – 200
B	2,8	5	dua	D10 – 150	D10 – 200	D10 – 150	D10 – 200
C	3	3,6	dua	D10 – 150	D10 – 200	D10 – 150	D10 – 200
D	3,6	3,6	dua	D10 – 150	D10 – 200	D10 – 150	D10 – 200
E	3,6	3	dua	D10 – 150	D10 – 200	D10 – 150	D10 – 200
F	3	5	dua	D10 – 150	D10 – 200	D10 – 150	D10 – 200
G	7,2	2,7	satu	D10 – 200	D10 – 250	D10 – 200	D10 – 250
H	4,2	2,5	satu	D10 – 200	D10 – 250	D10 – 200	D10 – 250
I	7,2	1,75	satu	D10 – 200	D10 – 250	D10 – 200	D10 – 250

Komponen Tangga

Type Tangga	Tinggi Tanjakan	Lebar Injakan	Kemiringan	tebal plat	Tulangan Tangga		Tulangan Bordes	
					Susut	Utama	Susut	Utama
1	17,5	30	30,24	15	D10-200	D13-150	D10-200	D13-150
2	17,5	30	30,24	15	D10-200	D13-150	D10-200	D13-150
3	17,5	26	33,7	15	D10-200	D13-150	D10-200	D13-150

b. Struktur atap

- Gording menggunakan profil LLC 150.50.20.3,2
- Penggantung Gording menggunakan Ø15
- Ikatan Angin menggunakan Ø10
- Kuda-Kuda menggunakan profil WF 294.200.14.9
- Balok Baja menggunakan profil HB 150.150.7.10
- Kolom Pedestal menggunakan profil HB 250.250.9.14

c. Komponen Balok

TYPE BALOK	Dimensi	Tulangan Lentur			Tulangan Sengkang		Tulangan Badan
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Tumpuan	Lapangan	
B1	500 x 700	8D25	5D25	5D25	3D13 - 100	2D13 - 200	4D16
B2	500 x 700	8D25	5D25	5D25	3D13 - 100	2D13 - 200	4D16
B3	500 x 700	5D25	5D25	5D25	2D13 - 100	2D13 - 200	2D13
B4	400 x 700	6D25	4D25	4D25	3D13 - 100	2D13 - 200	4D13
B5	400 x 700	7D25	4D25	4D25	3D13 - 100	2D13 - 200	4D13
B6	400 x 700	7D25	4D25	5D25	3D13 - 100	2D13 - 200	4D16
B7	400 x 700	4D25	4D25	4D25	3D13 - 100	3D10 - 100	4D13
B8	400 x 700	6D25	4D25	4D25	3D13 - 100	2D13 - 200	4D13
B9	400 x 600	4D25	4D25	4D25	3D13 - 100	3D10 - 100	2D13
B10	500 x 700	5D25	4D25	4D25	3D13 - 100	3D10 - 100	4D13
B11	300 x 500	4D19	4D19	4D19	2D13 - 100	2D13 - 100	2D13
B12	400 x 700	5D25	4D25	4D25	3D13 - 120	3D10 - 120	4D13
BA1	300 x 500	4D16	4D16	4D16	2D10 - 150	2D10 - 150	4D10
BA2	300 x 500	5D16	5D16	5D16	2D10 - 150	2D10 - 150	4D13
BL	350 x 500	5D16	5D16	5D16	2D10 - 150	2D10 - 150	4D13
B. LIFT	300 x 500	5D16	5D16	5D16	2D10 - 100	2D10 - 100	4D10
B. Bordes	300 x 400	3D16	3D16	3D16	2D10 - 150	2D10 - 150	2D13
TB 1	400 x 600	5D19	5D19	5D19	2D13 - 150	2D13 - 150	4D13
TB 2	300 x 500	4D16	4D16	4D16	2D10 - 150	2D10 - 150	2D13

## d. Komponen Kolom

Type Kolom	Lantai	Dimensi	Tulangan Aksial Lentur	Tulangan Geser		
				Sendi Plastis	Luar sendi	Joint
K1	Dasar - Atap	850 x 850	16 D25	5D13-100	5D13-150	4D13-150
K2	Dasar - Atap	800 x 800	16 D25	5D13-100	5D13-150	4D13-150

Bentuk = Bujur Sangkar

Sengkang = Non-Spiral

## e. Dinding Geser

## - SW 1

Dimensi : 8.200 mm x 400 mm

Tulangan Longitudinal : 2D16 - 150 mm

Tulangan Horizontal : 2D16 - 150 mm

Pada Boundary Element

Tulangan Longitudinal dan Horizontal : 10 D25 + 16 D16

Tulangan geser

sejajar arah dinding : Hoops 2D13-100

tegak lurus arah dinding : Hoops 2D13-100 +  
Crossties 7 D13 - 100

## - SW 2

Dimensi : 4.600 mm x 400 mm

Tulangan Longitudinal : 2D16 - 150 mm

Tulangan Horizontal : 2D16 - 150 mm

Pada Boundary Element

Tulangan Longitudinal dan Horizontal : 8 D22 + 14 D16

Tulangan geser

sejajar arah dinding : Hoops 2D13-100

tegak lurus arah dinding : Hoops 2D13-100 +  
Crossties 4 D13 - 100

## 3. Metode Pelaksanaan

Metode pekerjaan kolom menggunakan system peri. Urutan pekerjaan metode pelaksanaan kolom meliputi penentuan as kolom yang akan dikerjakan, marking as kolom, pekerjaan pembesian meliputi perakitan tulangan hingga pemasangan tulangan kolom, pemasangan bekisting, pekerjaan pengecoran, pembongkaran bekisting, hingga pekerjaan perawatan beton.

Adapun time schedule pengerjaan untuk 1 item kolom K1 dengan dimensi 850 mm x 850 mm, tinggi 4,2 m dan volume sebesar 3,0345 m<sup>3</sup> adalah sebagai berikut :

Tabel time schedule item pekerjaan kolom

Item Pekerjaan	Durasi	Satuan	Keterangan
Pabrikasi Tulangan Kolom	90	Menit	Untuk 432,05 Kg tulangan lentur dan sengkang
Marking As Kolom	10	Menit	Untuk 1 titik as kolom
Pemasangan Sepatu Kolom	15	Menit	Untuk 1 titik kolom
Pemasangan Tulangan Kolom	20	Menit	Untuk pengangkatan dan pemasangan tulangan kolom dari tempat perakitan ke as kolom
Pemasangan Beskisting Kolom	20	Menit	Untuk 14,28 m <sup>2</sup> bekisting
Pengecoran Kolom	77	Menit	Untuk pengecoran 3,0345 m <sup>3</sup> beton
Waktu Tunggu Pembongkaran Bekisting	12	Jam	Waktu terhitung sejak selesai pengecoran
Pembongkaran Bekisting Kolom	20	Menit	Untuk 14,28 m <sup>2</sup> bekisting

Total waktu yang dibutuhkan mulai pekerjaan pabrikasi tulangan hingga pengecoran kolom adalah 227 menit atau kurang lebih 3 - 4 jam. Pembagian waktu pekerjaan kolom adalah :

Hari ke - 1

1. Pabrikasi Tulangan Kolom
2. Pemasangan Tulangan dan Bekisting Kolom
3. Pengecoran Kolom

Hari ke - 2

1. Pembongkaran Bekisting Kolom
2. Perawatan Beton Kolom

Durasi pekerjaan kolom dapat berubah, hal ini tergantung dari beberapa faktor yaitu, metode kerja, kesiapan alat dan material, pengalaman tenaga kerja, dan juga cuaca.

## 9.2 Saran

Dari hasil analisa selama proses pengerjaan tugas akhir ini ada beberapa saran yang disampaikan antara lain :

1. Dalam memilih sistem struktur bangunan gedung bertingkat 14 lantai di daerah gempa tinggi (daerah dengan parameter gempa maksimum berdasarkan SNI 1726-2012,  $S_1 > 1$  dan  $S_s > 0,5$ ) , struktur sistem ganda lebih disarankan daripada hanya menggunakan sistem rangka pemikul momen saja. Untuk membuktikan hal tersebut, disarankan meninjau stabilitas struktur tersebut menggunakan struktur rangka pemikul momen terlebih dahulu.
2. Dalam menghitung kebutuhan dimensi kolom perlu ditinjau juga stabilitas struktur tersebut. Karena dalam pengerjaan tugas akhir ini. Secara kapasitas, dimensi struktur dapat dikurangi akan tetapi stabilitas struktur menjadi tidak memenuhi persyaratan yang ada, khususnya persyaratan periode fundamental.
3. Dalam pelaksanaan pekerjaan kolom hendaknya memperhatikan segala aspek baik pemilihan bekisting, tenaga kerja maupun pekerjaan prasyarat kolom lainnya untuk mendapatkan waktu pengerjaan kolom yang cepat dan efisien.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## DAFTAR PUSTAKA

1. Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 03-2847 - 2013. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
2. Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 03-1726-2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
3. Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013. Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktural Lain**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
4. Badan Standarisasi Nasional. 2015. **SNI 1729 : 2015. Spesifikasi Untuk Bangunan Baja Struktural**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
5. Iswandi Imran dan Fajar Hendrik. 2014. **Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang**. Bandung : ITB.
6. Dewobroto Wiryanto. 2016. **Struktur Baja Edisi ke -2**. Tangerang : Lumina Press
7. Poerwono Rachmat. 2010. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Edisi keempat**. Surabaya : ITS Press
8. Setiawan Agus. 2016. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang**. Jakarta : Penerbit Erlangga
9. Husin Nur Ahmad. 2015. **Struktur Beton**. Sidoarjo : Zifatama Publisher

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



## BIODATA PENULIS



Penulis lahir pada tanggal 7 bulan September tahun 1995 dan merupakan anak kedua dari tiga bersaudara. Penulis bernama lengkap Rafael Dani Kusuma ini merupakan lulusan dari SD Hang Tuah 6 Surabaya, juga pernah bersekolah di SMPN 18 Surabaya dan SMAN 7 Surabaya. Penulis mengikuti ujian masuk Diploma ITS pada tahun 2013 dan diterima di diploma IV teknik infrastruktur sipil pada tahun yang sama. Di jurusan teknik infrastruktur sipil ini, penulis mengambil bidang studi bangunan gedung. Selain itu, penulis juga pernah aktif di kegiatan kemahasiswaan dan kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh ITS selama 4 tahun. Penulis juga pernah mewakili ITS dalam lomba Wiratman Bridge Challenge dalam tim CT-91 dan meraih juara 3 dalam lomba tersebut.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## LAMPIRAN

## A. DATA HASIL UJI TANAH

### DATA TANAH SERUI

**ITS**  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

**LABORATORIUM TEKNIKA TANAH & BATUAN**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - FTSP**  
 Kampus ITS, Sekeloa Utara, Surabaya 60132  
 Telp. 031 79930311 - 32.500.1104  
 Email: [labtan@its.ac.id](mailto:labtan@its.ac.id), [labtan@geomatics.its.ac.id](mailto:labtan@geomatics.its.ac.id)

**DRILLING LOG**

**ALAMAT** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**TEMP. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**Temp. Drilling** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

**NO. SURVEI** : ...

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

B. BROSUR SPESIFIKASI BEBAN

Brosur keramik Lantai Tangga

Packing Details (Digital Floor Tiles 300 × 300 mm)					
Box Details					
Size	No. of Tiles	Thickness (Approx)	Sq.Mtr. Per Box	Weight per Box (Approx)	
300×300 mm	8	12 mm	0.72	16.5 Kg	
300×300 mm	9	9 mm	0.81	13 Kg	
Pallet Details					
Size	No. of Box per pallet	Weight per Pallet	Sq. Mtr. per Pallet		
300×300 mm	99	1635 Kg	71.28		
300×300 mm	66	1090 Kg	47.52		
300×300 mm	132	1717 Kg	106.92		
300×300 mm	88	1145 Kg	71.28		
Pallet in container Details					
Size	No. of Pallet in 20' Container	No. of Box in 20' Container	Sq.Mtr. In 20' Container	Weight in 20' Container (Kg)	Pallet Size
300×300 mm	10 Big + 10 Small	1650	1188	27250	
300×300 mm	8 Big + 12 Small	2112	1710.72	27476	

Brosur keramik Lantai

Packing Details (Digital Floor Tiles 600 × 600 mm)					
Box Details					
Size	No. of Tiles	Thickness (Approx)	Sq.Mtr. Per Box	Weight per Box (Approx)	
600×600 mm	4	10 mm	1.44	30 Kg	
Pallet Details					
Size	No. of Box per pallet	Weight per Pallet	Sq.Mtr. per Pallet		
600×600 mm	40	1240 Kg	57.6		
Pallet in container Details					
Size	No. of Pallet in 20' Container	No. of Box in 20' Container	Sq.Mtr. In 20' Container	Weight in 20' Container (Kg)	Pallet Size
600×600 mm	23	920	1324.8	28520	42" × 42"

## Brosur Spesi

### Perekat Keramik MU-420



#### Semen instan untuk pekerjaan pemasangan keramik standar (*ceramic tile*) pada dinding dan lantai.

##### Keunggulan:

- Daya rekat tinggi dan mudah diaplikasikan.
- Keramik dinding tidak merosot saat dipasang.
- Mencegah terangkatnya pemasangan keramik lantai (*popping*).
- Dapat diaplikasikan dengan menggunakan sendok semen atau trowel bergerigi (*notch trowel*).
- Tahan terhadap muai-susut.
- Adukan tidak cepat mengering pada saat diapikasi.

##### Isi Kemasan:

25 Kg

##### Kebutuhan Air:

5,5 - 6,0 liter / sak 25 Kg

##### Daya Sebar:

± 5 m<sup>2</sup> / sak 25 Kg / tebal aplikasi 3 mm

± 8 m<sup>2</sup> / sak 40 Kg / tebal aplikasi 3 mm

## Brosur Ducting



PIP Cellduct duct compared with the other materials

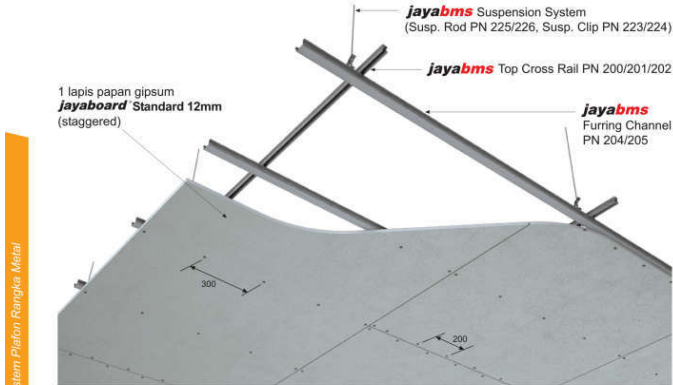
Comparison with Alternative Duct Types			
PIP Cellduct	PIP Cellduct	Sheet Metal Duct w/polyethylene foam	Sheet Metal Duct w/rockwool
Feature			
Thermal Conductivity	0.02W/m.k	0.032W/m.k	0.033W/m.k
Common Thickness	Approx 20mm	12, 15, 20, 30, mm	30, 40, 50mm
Apparent Density	50 kg/m <sup>3</sup>	60 kg/m <sup>3</sup>	60-120 kg/m <sup>3</sup>
Whole Weight	1.46 kg/m <sup>2</sup>	9.28 kg/m <sup>2</sup> Including sheet metal	12 kg/m <sup>2</sup> Including sheet metal
Water Absorption	0.05-0.06%	0.8-1.2%	Easily Absorbed
Working Temperature	-60~+80(EAP)	-55~+90	7~+300
Fire Retardance	Grade B1Non-inflammable	Grade B1Non-inflammable	Grade A
Aging Resistance	Good	Average	Poor
Environmental Friendliness	Standard Met	Standard Met	Harsh
Life Span	15-20 years	8-10 years	6 years

## Brosur Plumbing

Pipa Seamless SCH 80		
Diameter (inch)	Panjang (meter)	Berat
1/2 <sup>cc</sup>	6	9.72
3/4 <sup>cc</sup>	6	13.20
1 <sup>cc</sup>	6	19.44
1 1/4 <sup>cc</sup>	6	26.82
1 1/2 <sup>cc</sup>	6	32.46
2 <sup>cc</sup>	6	44.88
2 1/2 <sup>cc</sup>	6	68.46
3 <sup>cc</sup>	6	91.62
4 <sup>cc</sup>	6	133.92

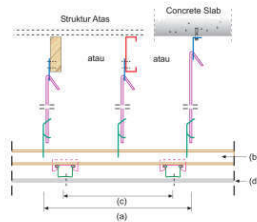
## Brosur Plafond dan Penggantung

## CS18fc - Sistem Plafon Rangka Metal Standard Furring - Luas Ruang > 100 m<sup>2</sup>



### DETAIL & DATA FISIK

1 lapis papan gipsium **Jayaboard<sup>®</sup> Standard 12mm** diaplikasikan *suspended*.



Papan Gypsum (d)	Material	Jarak Rangka (mm)	
Jayaboard Standard 12mm	Suspension Clip PN 223/224	a	1200
	Top Cross Rail PN 200/201/202	b	1200
	Furring Channel PN 204/205	c	600
Jayaboard Standard 9mm	Furring Channel PN 204/205	c	400

#### Catatan :

- Pemasangan papan gipsium saling-silang
- Design Pressure 0 Pa, Deflection span/60
- Untuk area ruang dengan luas >100 m<sup>2</sup>
- Untuk detail produk, lihat brosur produk Jayaboard

[www.jayaboard.com](http://www.jayaboard.com)





## Brosur Dinding Bata Ringan

**Spesifikasi**
Keunggulan
Instalasi
Gambar
Sertifikat

### Spesifikasi Teknis Bata Ringan Citicon

**Spesifikasi Teknis Bata Ringan Citicon**

Panjang, L (mm) : 600

Tinggi, H (mm) : 200 ; 400

Tebal, T (mm) : 75 ; 100 ; 125 ; 150 ; 175 ; 200

Berat jenis kering,  $\{\rho\}$  : 530  $\text{kg/m}^3$

Berat jenis normal,  $\{\rho\}$  : 600  $\text{kg/m}^3$

Kuat tekan,  $\{\sigma\}$  :  $\geq 4,0 \text{ N/m}^2$

Konduktifitas termis,  $\{\lambda\}$  : 0.14 w/mk

Tebal	mm	75	100	125	150	175	200
Luas Dinding / $\text{m}^3$	$\text{m}^3$	13.33	10.00	8.00	6.67	5.71	5.00
Isi / $\text{m}^3$	Blok	111.11	83.33	66.67	55.56	47.62	41.67

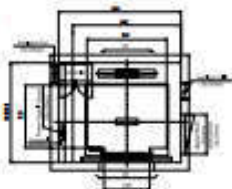
## Brosur Elevator



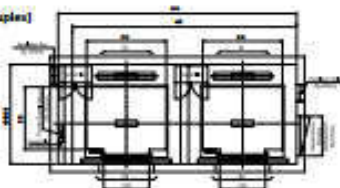
## Technical Data

Hoistway & Machine Room Plan

[Simplex]



[Duplex]



Hoistway Section



Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation Country	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room Ht	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	100-1000	Travel 100	1000	1400	2000	2000
		1000	Travel 100	1000			1500
		1100-1400	Travel 100	1000			1000
		100-1000	Travel 100	1000			1000
	1.2	1000	Travel 100	1000	1400	2000	1500
		1100-1400	Travel 100	1000			1000
		100-1000	Travel 100	1000			1000
		1000	Travel 100	1000			1000
	1.75	1000	Travel 100	1000	1400	2000	1000
		1100-1400	Travel 100	1000			1000
		100-1000	Travel 100	1000			1000
		1000	Travel 100	1000			1000
EN 81-1	1	100-1000	Travel 100	1000	1400	2000	2000
		1000	Travel 100	1000		2000	1500
		1100-1400	Travel 100	1000		2000	1000
		100-1000	Travel 100	1000		2000	1000
	1.2	1000	Travel 100	1000	1400	2000	1500
		1100-1400	Travel 100	1000		2000	1000
		100-1000	Travel 100	1000		2000	1000
		1000	Travel 100	1000		2000	1000
	1.75	1000	Travel 100	1000	1400	2000	1000
		1100-1400	Travel 100	1000		2000	1000
		100-1000	Travel 100	1000		2000	1000
		1000	Travel 100	1000		2000	1000
Standard / EN	2	100-1000	Travel 100	1000	1400	2000	2000
	2.5	100-1000	Travel 100	1000	1400	2000	2000

## Technical Data

| Layout Dimensions | Speed: 2.0, 2.5 m/s

[Standard]

(Unit: mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Waiting Size				Machine Room Size				Reaction Load			
	Persons	Loading		CW	CD	Staples		Duplex		Staples		Duplex		Machine Room		Pit	
						HW	HD	HW	HD	HW	HD	HW	HD	R1	R2	R3	R4
2.0 ~ 2.5	11	752	806	1400	1350	1950	2050	4050	2050	1950	2050	4050	2050	11800	7550	12300	9500
	12	900	900	1600	1350	2150	2050	4450	2050	2150	2050	4450	2050	11800	7550	12300	9500
	15	1000	900	1600	1500	2150	2300	4450	2300	2150	2300	4450	2300	11650	7650	12900	10500
	15	1000	900	1600	1400	2150	2100	4450	2100	2150	2100	4450	2100	11650	7650	12900	10500
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2300	4850	2300	2350	2300	4850	2300	11300	8150	14800	11000
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	13100	8850	15900	11600
	20	1350	1000	1300	2300	2600	2750	4650	2750	2250	2750	4650	2750	13100	8850	15900	11600
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	13000	9350	17400	12500
24	1600	1100	2100	1600	2650	2300	5450	2300	2650	2300	5450	2300	13000	9350	17400	12500	
24	1600	1100	1500	2300	2400	2750	4900	2750	2400	2750	4900	2750	13000	9350	17400	12500	

[EN Code]

2.0 ~ 2.5	10	806	806	1400	1350	1950	2050	4050	2050	1950	2050	4050	2050	11800	7550	12300	9500
	12	900	900	1600	1350	2150	2050	4450	2050	2150	2050	4450	2050	11800	7550	12300	9500
	13	1000	900	1600	1500	2150	2300	4450	2300	2150	2300	4450	2300	11650	7650	12900	10500
	13	1000	900	1600	1400	2150	2100	4450	2100	2150	2100	4450	2100	11650	7650	12900	10500
	15	1150	1000	1800	1500	2350	2300	4850	2300	2350	2300	4850	2300	11300	8150	14800	11000
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	13100	8850	15900	11600
	18	1350	1000	1300	2300	2250	2750	4650	2750	2250	2750	4650	2750	13100	8850	15900	11600
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	13000	9350	17400	12500
	21	1600	1100	2100	1600	2650	2300	5450	2300	2650	2300	5450	2300	13000	9350	17400	12500
	21	1600	1100	1500	2300	2400	2750	4900	2750	2400	2750	4900	2750	13000	9350	17400	12500

## Technical Data

Layout Dimensions | Speed : 1.5, 1.75 m/s

[Standard]

[Dimensions]

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Walkway Size				Machine Room Size				Reaction Level			
	Person	Loading		CW	CZ	Stepless		Stepless		Stepless		Stepless		Machine Room		No	
						400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
1.5 ~ 1.75	6	100	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	8	140	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	10	180	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	12	220	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	14	260	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	16	300	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	18	340	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	20	380	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	22	420	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	24	460	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

[EN Code]

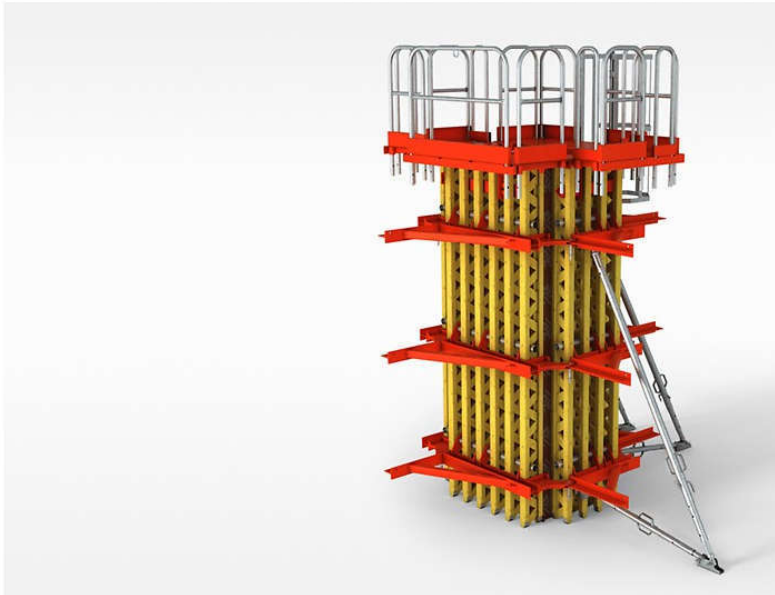
1.5 ~ 1.75	7	120	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	8	160	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	9	200	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	10	240	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	11	280	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	12	320	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	13	360	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	14	400	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	15	440	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	16	480	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

[Malaysia]

1.5 ~ 1.75	6	100	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	8	140	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	10	180	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	12	220	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	14	260	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	16	300	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	18	340	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	20	380	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	22	420	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	24	460	400	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

Brosur Bekisting

## **VARIO QUATTRO Column Formwork**



Overview Technical Details

- For square and rectangular cross-sections from 20 cm x 20 cm up to 120 cm x 120 cm in 5 cm increments
- Project-specific adaptation
- Maximum permissible fresh concrete pressure 100 kN/m<sup>2</sup> in the standard configuration
- With working and concreting platforms as well as access ladders